



IMPIANTO EOLICO "NULVI"

COMUNE DI NULVI

PROPONENTE

Sardegna Nulvi 1 Srl
Via Nazionale n. 39
09024 - Nuraminis (SU)

IMPIANTO EOLICO "NULVI" NEL COMUNE DI NULVI

OGGETTO:
Relazione geotecnica

CODICE ELABORATO

NL_SIA_A014

COORDINAMENTO



BIA srl
PIVA 03983480926
cod. destinatario KRRH6B9
+ 39 347 596 5654
energhiabia@gmail.com
energhiabia@pec.it
piazza dell'Annunziata n. 7
09123 Cagliari (CA) | Sardegna

GRUPPO DI LAVORO S.I.A.

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori
Dott. Giulio Casu
Dott. Archeol. Fabrizio Delussu
Dott. Ing. Ivano Distinto
Dott.ssa Ing. Silvia Exana
Dott. Nat. Vincenzo Ferri
Dott. Ing. Carlo Foddis
Dott.ssa Ing. Ilaria Giovagnorio
Dott. Nat. Giorgio Lal
Dott. Federico Loddo
Dott. Ing. Giovanni Lovgu
Dott. Ing. Bruno Manca
Dott. Nat. Nicola Manis
Dott. Nat. Maurizio Medda
Dott.ssa Ing. Alessandra Scaldas
Federica Zaccheddu

REDATTORE

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori

00	Novembre 2023	Emissione per procedura VIA
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE

Sommario

1. PREMESSA E FINALITÀ DELLO STUDIO	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO	3
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE	4
5. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA	9
6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	12
DESCRIZIONE DEL CONTESTO GEOLOGICO DELL'AREA VASTA OGGETTO DI INTERVENTO	12
ANALISI DELLE CONDIZIONI GEOSTRUTTURALI DELL'AREA E CARATTERISTICHE DELLE DISCONTINUITA'	18
ANALISI QUALITATIVA DI STABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO	19
7. INDAGINI GEOGNOSTICHE	20
GENERALITÀ SUL METODO SISMICO A RIFRAZIONE	21
CARATTERISTICHE DELLE STESE SISMICHE	22
CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE IMPIEGATA	22
ELABORAZIONE DEI DATI	23
INDAGINI SISMICHE: MASW	23
<i>Specifiche delle indagini svolte</i>	25
<i>Caratteristiche della strumentazione impiegata</i>	25
<i>Interpretazione dei segnali acquisiti</i>	25
CATEGORIE DI SOTTOSUOLO - D.M. 19.01.2018 (NTC 2018).....	26
UBICAZIONE DELLE INDAGINI ESEGUITE	27
RISULTATI DELLE INDAGINI DEL SITO NU_SISM_01-TURBINA AG02	28
M1- NU_SISM_01-AG02: MASW.....	28
M1- NU_SISM_01-AG02: SISMICA A RIFRAZIONE.....	29
RISULTATI DELLE INDAGINI SITO NU_SISM_02-TURBINA AG05	31
M2- NU_SISM_02-AG05: MASW.....	31
SM2- NU_SISM_02-AG05: SISMICA A RIFRAZIONE	32
SM3- NU_SISM_03-AG09: SISMICA A RIFRAZIONE	33
SM4- NU_SISM_04-AG12: SISMICA A RIFRAZIONE	34
8. MODELLAZIONE GEOLOGICA	36
CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI	36
MODELLO GEOLOGICO DI SITO	42
MODELLO GEOLOGICO 01	42
MODELLO GEOLOGICO 02	43
9. AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	45
10. VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)	46
VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) (§C6.4.2.1).....	46
VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE) (§C6.4.2.2)	47
CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI	48
MODELLI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE	48
FRONTI DI SCAVO (§C6.8.6)	53

1. Premessa e finalità dello studio

La presente relazione è parte integrante del procedimento di **Valutazione d'Impatto Ambientale** ai sensi del Decreto Legislativo numero 152 del 2006, e di Autorizzazione Unica Regionale ai sensi dell'articolo 12 del Decreto Legislativo numero 387 del 2003 e del D. G. R. 3/15 del 23 Gennaio 2018.

Nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo che prevede la realizzazione di un impianto eolico per la produzione di energia elettrica, di potenza nominale pari a 74.400 kW denominato "**Nulvi**" e dislocato nel territorio comunale di **Nulvi** nella Provincia di Sassari, al fine di avere un quadro completo del contesto geologico è stata redatta la presente **Relazione Geotecnica**, la cui stesura ottempera quanto previsto dal D.M. del 17/01/2018 recante le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (di seguito NTC), con l'obiettivo di evidenziare le caratteristiche geologico-morfologiche e il comportamento fisico-meccanico dei terreni interessati dalle opere in progetto attraverso:

- La caratterizzazione geotecnica preliminare del modello geologico di sito
- L'analisi dell'interazione opera-terreno nel volume significativo in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di imposta, in relazione alla generica tipologia di fondazioni previste e le potenziali interazioni con le dinamiche di circolazione sotterranea eventualmente esistenti.
- La valutazione preliminare della portanza dei terreni e l'indicazione delle indagini da realizzarsi in fase esecutiva necessarie alla determinazione dei parametri geotecnici specifici per ogni sito.

2. Normativa di riferimento

La presente è redatta in osservanza a quanto stabilito dalla vigente normativa in materia, con particolare riferimento a:

- D.M LL.PP. 11.03.1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii attuali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione in applicazione della Legge 02.02.1974 n°64.
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24.09.1988 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. LL.PP.11.03.1988.
- Raccomandazioni, programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1975 – Associazione Geotecnica Italiana.
- D.M. Infrastrutture 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni. (6.2.1 – Caratterizzazione e modellazione geologica del sito, 6.4.2 Fondazioni superficiali)

- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21.01.2019 n°7 – Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17.01.2018.
- D.L. 3 aprile 2006, n. 152 e successive modificazioni - "Norme in materia ambientale".

3.Studi ed indagini di riferimento

Le informazioni topografiche e geologiche dell'area oggetto della presente sono state ricavate dalle pubblicazioni ufficiali e cartografia tematica esistente. Si elencano di seguito:

- Carta Topografica I.G.M. scala in 1:25000
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000 nel foglio 442 "Sedini" sezioni 442090 Tergu, 442100 Sedini, nel foglio 430 "Osilo" sezioni 442130 Monte Eri, 442140 Su Sassu e nel foglio 460 "Ploaghe" sezioni 460010 Nulvi, 460020 Martis.
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100000, nel foglio n°180 "Sassari"
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:50.000 (CARG) nel foglio n°459 "Sassari".
- Cartografia Geologica di base della R.A.S. in scala 1:25.000
- RAS - Carta dell'Uso del Suolo della Regione Sardegna, 2008
- I.S.P.R.A. - Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (legge 464/84)
- RAS – Studio dell'Idrologia Superficiale della Sardegna, annali idrologici 1922-2009
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio d'Assetto Idrogeologico
- RAS – Autorità di Bacino - Piano di Tutela delle Acque
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio delle Fasce Fluviali
- Foto aeree, Regione Sardegna

I dati a disposizione sono stati integrati con le informazioni derivanti dai sopralluoghi effettuati dalla scrivente in sito e dagli esiti della campagna delle indagini geofisiche eseguita in data 8-9 agosto 2023 nella zona di interesse.

4. Inquadramento geografico generale

Nulvi è un Comune della provincia di Sassari situato nella zona nord-occidentale della Sardegna, a 470 metri sul livello del mare, situato nella regione storica dell'Anglona. Nulvi è stata per secoli il centro principale dell'Anglona, regione storica del nord Sardegna; vi erano presenti il carcere, la pretura, il Comando della tenenza dei carabinieri, il consiglio di leva per il nord Sardegna, la scuola superiore di agraria (la prima nata in Sardegna). Con il passare degli anni Nulvi ha perso tutti i servizi sopraindicati e, con essi, il ruolo di principale centro dell'area.

L'inquadramento cartografico di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare I.G.M scala 1:25 000. Serie 25 –Fogli: 442 "Sedini" sez. III, e 460 "Osilo" sez. IV.
- Carta Tecnica Regionale scala 1:10 000 – Sezioni: 442130, 442140, 460010,460020.

L'area produttiva dell'impianto dista circa 1,88 km dalla periferia centro abitato di Nulvi, circa 2,72 km da quella di Martis, circa 4,44 km da quella di Sedini e circa 4,11 km da quella di Tergu, l'ambiente è prevalentemente collinare, con quote di posa degli aerogeneratori comprese tra 380 a 575 metri s.l.m.

Le turbine, posizionate tra i 400m slmm e i 500m slmm, verranno posizionate su pianori (Piantasi per AG01, Tana Mazzone per AG02, Su Sassu per AG03 e AG04, Ruspina per AG05, AG06, Sos Nodos Deui per AG07e Sena Manna per AG08, AG09, AG10 mentre AG11e AG12 sono posizionate lungo il versante sudoccidentale del Monte Alma (496m).

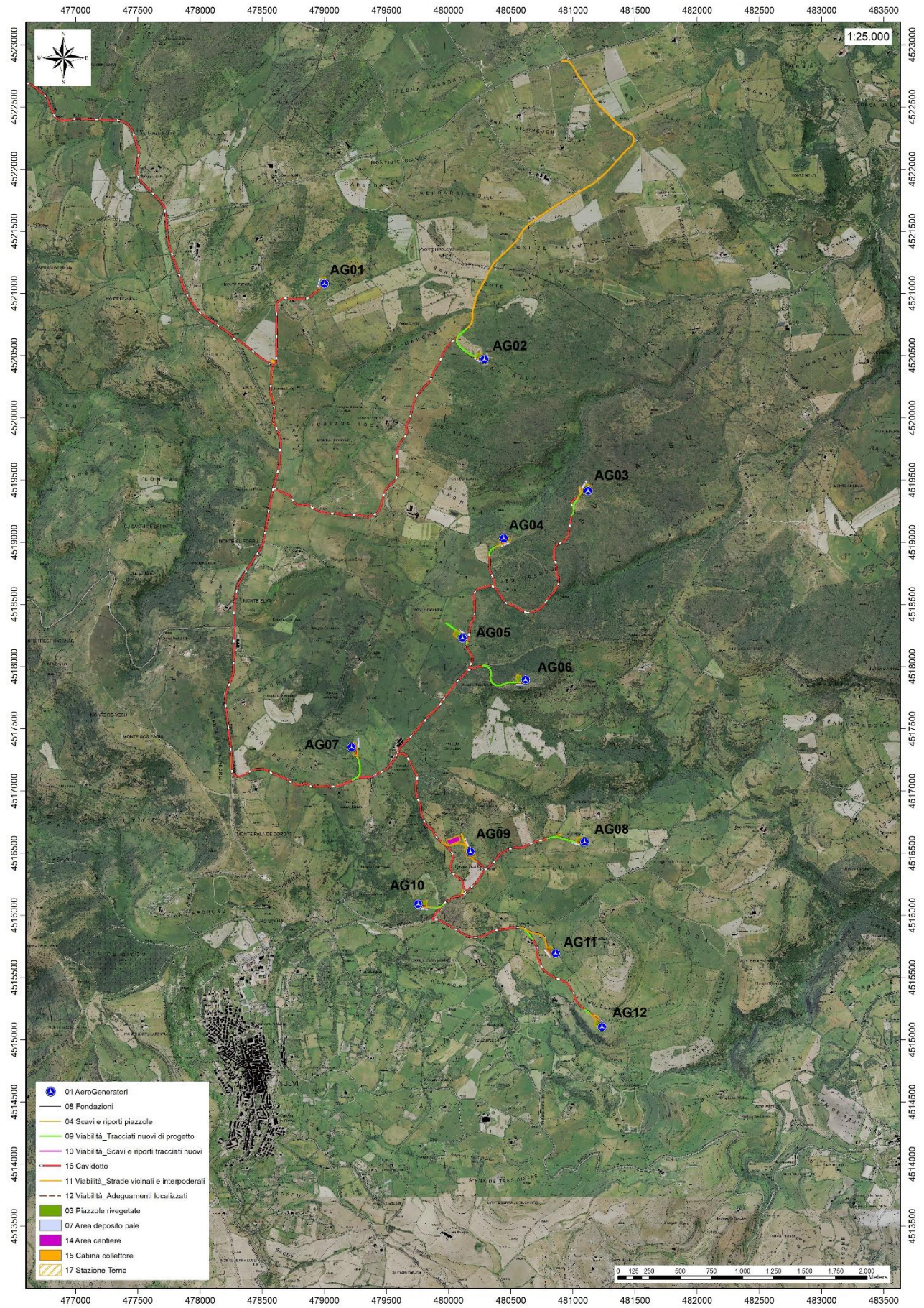
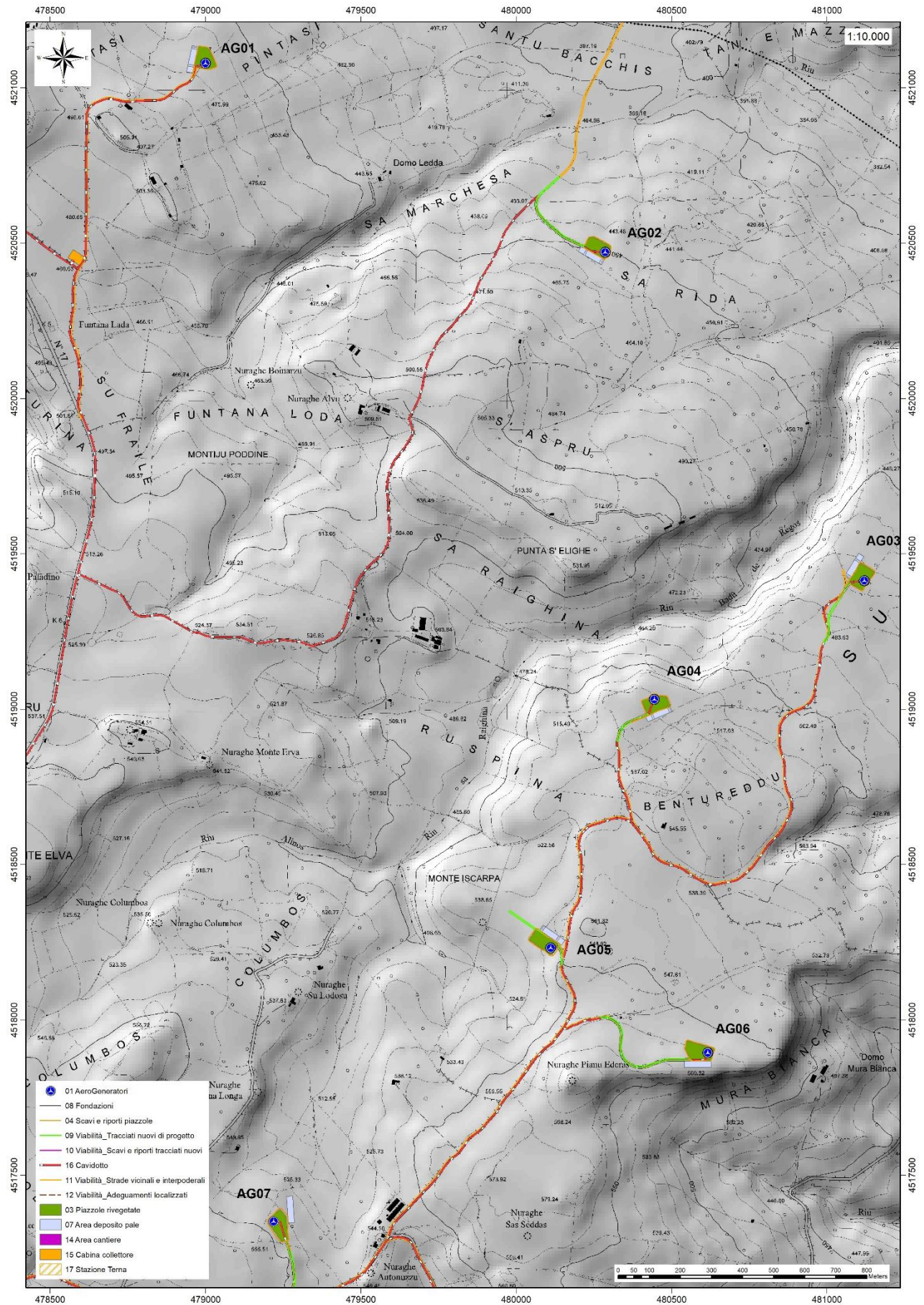


Figura 1 Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto



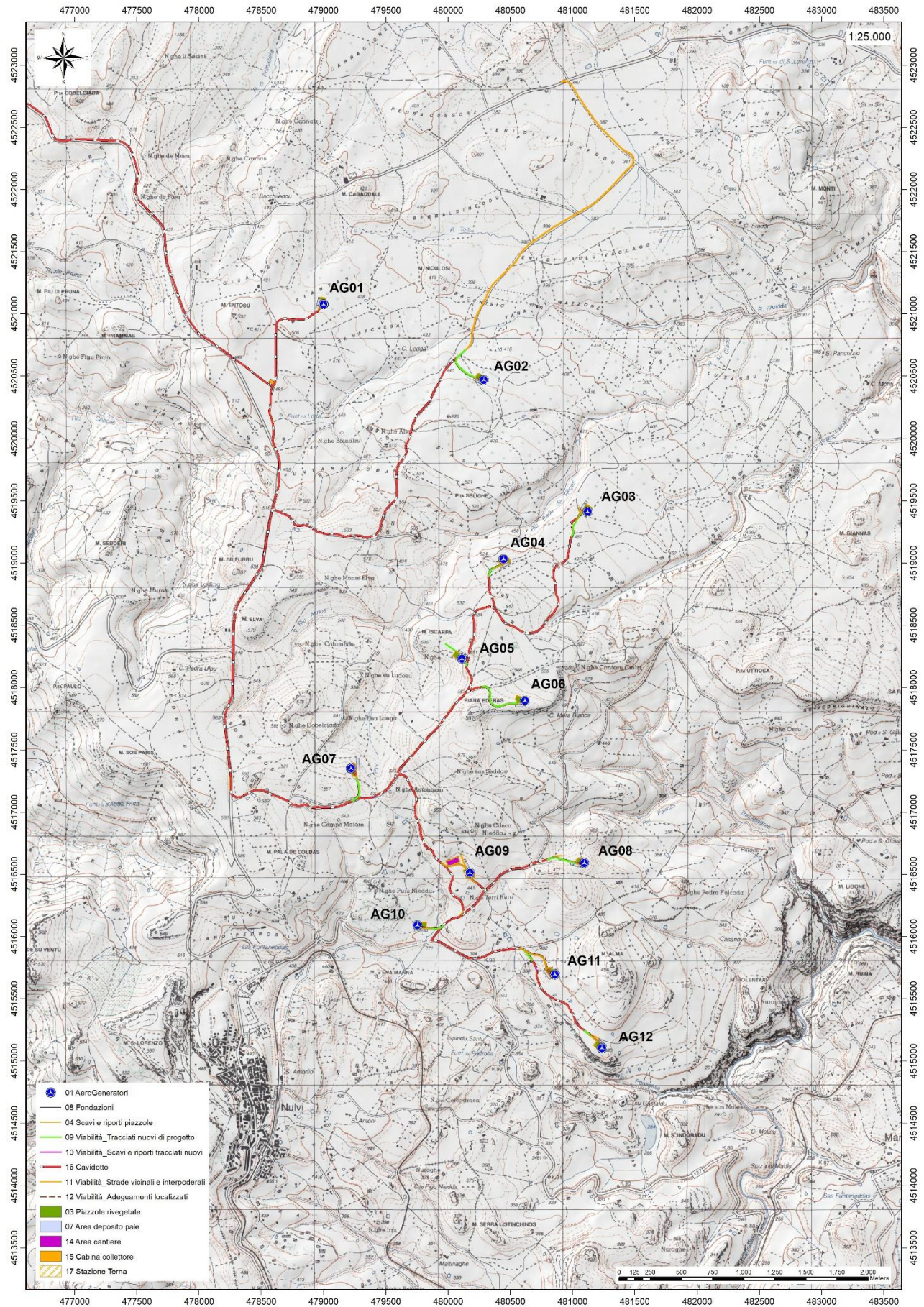


Figura 3 Inquadramento topografico su Carta IGM scala 1:25000

5. Caratteristiche di progetto dell'opera

È prevista l'installazione di 12 aerogeneratori con potenza nominale di 6200 kW sono posti in cima a torri tronco coniche in acciaio con un'altezza massima fuori terra, misurata al mozzo, di 119 m; il generatore è azionato da elica tripala con diametro di 162 m.

Le coordinate relative ai punti di installazione degli aerogeneratori sono riportate nella tabella di seguito:

WTG	Italy GAUSS-BOAGA		Geografiche WGS84		QUOTA base torre m s.l.m.	ALTEZZA HUB torre m
	EST	NORD	EST	NORD		
AG_01	1479029,0464	4521087,3576	8°45'3,41"	40°50'25,67"	466,25	119
AG_02	1480315,7332	4520479,3516	8°45'58,42"	40°50'6,06"	448,50	119
AG_03	1481235,1736	4519411,4791	8°46'37,79"	40°49'31,50"	470,00	119
AG_04	1480473,4608	4519040,1343	8°46'5,32"	40°49'19,40"	519,00	119
AG_05	1480139,7388	4518240,4325	8°45'51,17"	40°48'53,44"	541,22	119
AG_06	1480646,0344	4517902,9167	8°46'12,82"	40°48'42,54"	560,50	119
AG_07	1479247,9582	4517359,9487	8°45'13,21"	40°48'24,81"	544,75	119
AG_08	1481122,5731	4516599,2794	8°46'33,30"	40°48'0,30"	458,00	119
AG_09	1480203,4876	4516520,6146	8°45'54,08"	40°47'57,67"	453,00	119
AG_10	1479782,8548	4516099,0329	8°45'36,18"	40°47'43,96"	403,45	119
AG_11	1480888,1393	4515704,4094	8°46'23,39"	40°47'31,26"	395,40	119
AG_12	1481263,0676	4515113,0583	8°46'39,45"	40°47'12,11"	384,55	119

L'aerogeneratore è essenzialmente costituito da:

- rotore a tre pale che capta l'energia del vento, avente il mozzo collegato ad una navicella in cui avviene il processo di trasformazione dell'energia cinetica del vento in energia elettrica;
- torre o sostegno che ha il compito di sostenere l'apparato di produzione (navicella+rotore) alla quota individuata come ideale attraverso le simulazioni di produttività.

L'aerogeneratore ipotizzato per le valutazioni progettuali è stato scelto tra quelli maggiormente efficienti e sofisticati presenti attualmente sul mercato; tuttavia, in fase di installazione si potranno avere variazioni tipologiche con macchine simili per caratteristiche dimensionali e tecnico-produttive, ferme restando le caratteristiche dimensionali massime dell'aerogeneratore.

DATI TIPOLOGICI E DIMENSIONALI AEROGENERATORI	
NUMERO TOTALE AEROGENERATORI IN PROGETTO	12
POTENZA GENERATORE	6200 KW
ALTEZZA MASSIMA HUB	119 m
DIAMETRO ROTORE	162 m
ALTEZZA MASSIMA RAGGIUNGIBILE	200 m
AREA SPAZZATA DAL ROTORE	20611 mq
NUMERO PALE	3
LUNGHEZZA PALE	79,35 m

Figura 4 Aerogeneratore tipo Vestas V162 da 6,2MW

Potenza nominale: 6200 kW e tensione nominale di 800 volt;

- Potenza unitaria generatore: 6250 kW;
- Frequenza: 0 – 138 Hz;
- Numero pale: 3;
- Lunghezza pale: 79,35 m;
- Raggio del rotore: 81 m;
- Area spazzata: 20611 m²;
- Tipo di sostegno: tubolare metallico;
- Altezza da terra del rotore: max 119 m;
- Fondazioni: piastra in C.A. dimensioni di circa 26 m di diametro; completamente interrata ad una profondità massima di 4,09 m;
- Piazzola di servizio: circa 3700 m² (variabile da 3465 a 3893 m²);
- Superficie impronta fondazione 530,9 m²;
- Ingombro scavo fondazione: circa 849,09 m².

Il collegamento elettrico tra gli aerogeneratori e la Cabina Collettore avverrà mediante un elettrodotto interrato che seguirà in gran parte il tracciato delle strade esistenti e in piccola parte di quelle di nuova realizzazione necessarie per l'accesso ad alcune piazzole.

Il collegamento tra la Cabina Collettore e stazione elettrica Terna sarà realizzato attraverso la costruzione di un raccordo di lunghezza di circa 3799 m in cavo MT interrato.

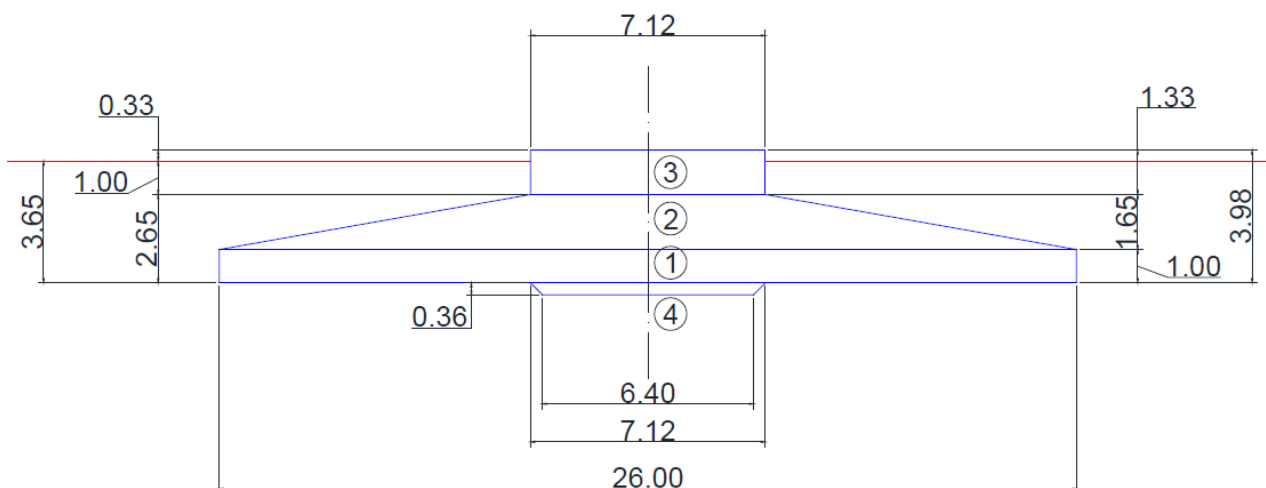
Le strade di accesso al parco sono state previste secondo le specifiche di curva, inclinazione longitudinale e pendenza previste dal produttore delle componenti del generatore eolico, così da permettere ai mezzi pesanti che opereranno durante la fase di cantiere di manovrare e percorrere la viabilità..

La carreggiata stradale prevista in progetto, in accordo con quanto richiesto dai costruttori delle turbine eoliche, ha una larghezza pari a 5.0 m. Sui tratti rettilinei, quando per svariati motivi è necessario ridurre gli interventi sulla viabilità, essa può essere ridotta a 4,5 m. La pendenza longitudinale massima della viabilità per strade con fondo sterrato o ghiaioso deve essere in condizioni ordinarie del 10% circa, la pendenza può essere del 14-15% per strade con fondo sterrato ad aderenza migliorata, per pendenze superiori il fondo dovrà essere cementato o rivestito con pavimentazione ecologica (costituita da una miscela di inerti, cemento, acqua, opportuni additivi e specifici pigmenti atti a conferire al piano stradale una colorazione il più possibile naturale e coerente con il contesto). I dati dimensionali per le manovre si riducono notevolmente e i raggi di curvatura di riferimento diventano quelli del trasporto dell'elemento di torre più lungo e non più quello delle pale che viaggeranno con alza pala a velocità ridotte, si passa quindi da una lunghezza del convoglio di circa 80m a circa 40 metri con un raggio di curvatura tra i 40 e 50 m.

Le componenti con il maggiore ingombro che percorreranno il tragitto dal porto di Porto Torres ai luoghi d'intervento sono le navicelle dei generatori, i tronchi delle torri di sostegno e le pale.

La viabilità di arrivo prevista è composta da Strade Statali, Provinciali e Comunali. La viabilità esistente è per lo più in condizioni idonee, e saranno necessari adeguamenti solo nell'ultimo tratto di accesso al sito di progetto, limitando gli interventi a modifiche temporanee del tracciato per permettere il transito in sicurezza delle componenti e dei mezzi.

Il plinto di fondazione ha pianta circolare con raggio di 13,00 m; è composto da una parte inferiore cilindrica ($h = 1,00$ m), una intermedia troncoconica ($h = 1,65$ m), ed una superiore cilindrica di altezza 1,33 m che sporge dal piano campagna di circa 30 cm. La fondazione ha un'altezza complessiva di 3,98 m.



Il collegamento della torre alla fondazione è ottenuto attraverso un doppio anello di tirafondi (120+120) tipo M42 CL 10.9 ad alta resistenza collegati inferiormente con una flangia circolare in acciaio S355J2 annegata nel calcestruzzo della fondazione. I tirafondi nella parte superiore del plinto sono collegati alla flangia del primo concio della torre.

Per ulteriori specifiche si rimanda agli elaborati tecnici di progetto.

6. Inquadramento geologico

L'obiettivo dell'analisi dell'assetto geologico è quella di caratterizzare geologicamente e geotecnicamente l'area ove verrà installato il parco eolico e quella geomorfologicamente significativa, con particolare riferimento alle condizioni del substrato roccioso di fondazione, agli scavi ed ai riporti necessari per la realizzazione del sistema di fondazione e delle sue potenziali interazioni con le condizioni al contorno (dinamica geomorfologica, circolazione idrica superficiale e sotterranea, rapporti fra le componenti litologiche interessate) attraverso:

- Definizione dell'assetto geologico-strutturale e idrogeologico di area vasta e dell'area geomorfologicamente significativa;
- Definizione dell'assetto stratigrafico dell'area di sedime delle opere;
- Definizione del modello geologico di sito;

Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento

A partire dal Paleozoico si sono susseguiti una serie di eventi geologici sviluppatasi nell'arco di circa mezzo miliardo di anni, che hanno reso la Sardegna una delle regioni geografiche più antiche del Mediterraneo centrale e, morfologicamente e cronologicamente eterogenea.

L'isola riflette pertanto una storia geologica molto articolata, che testimonia, in maniera più o meno completa, alcuni dei grandi eventi geodinamici degli ultimi 400 milioni di anni.

L'orogenesi Caledoniana, la più antica, le cui tracce si rinvengono principalmente nel nord della Gran Bretagna e nella Scandinavia occidentale, fu causata dalla progressiva chiusura dell'oceano Giapeto, a seguito della collisione dei continenti Laurentia, Baltica e Avalonia, dando così origine al super continente Laurussia. La successiva fase dell'orogenesi Ercinica (o Varisica) ha avuto corso a partire dal Carbonifero, circa 350 Ma fa e si è protratta fino al Permiano determinando un'estesa catena montuosa ubicata tra il Nord America e l'Europa.

Quest'orogenesi ha prodotto in Sardegna tre zone metamorfiche principali. Procedendo dal nucleo orogenetico verso l'avanfossa si trovano le zone dette: Assiale (Sardegna NE) – a Falde interne (Sardegna centrale) - a Falde esterne (Sardegna SW).

Successivamente, tra il Carbonifero Sup. e il Permiano Inf., il basamento paleozoico è soggetto a magmatismo, intrusioni di differente composizione, che danno luogo a un batolite granitico composito, la cui ossatura fondamentale affiora in continuità nella Sardegna Settentrionale e nella Corsica Occidentale. Nel resto dell'isola affiorano plutoni isolati, anch'essi compositi, di minori dimensioni, quali quelli dell'Iglesiente e del Sarrabus.

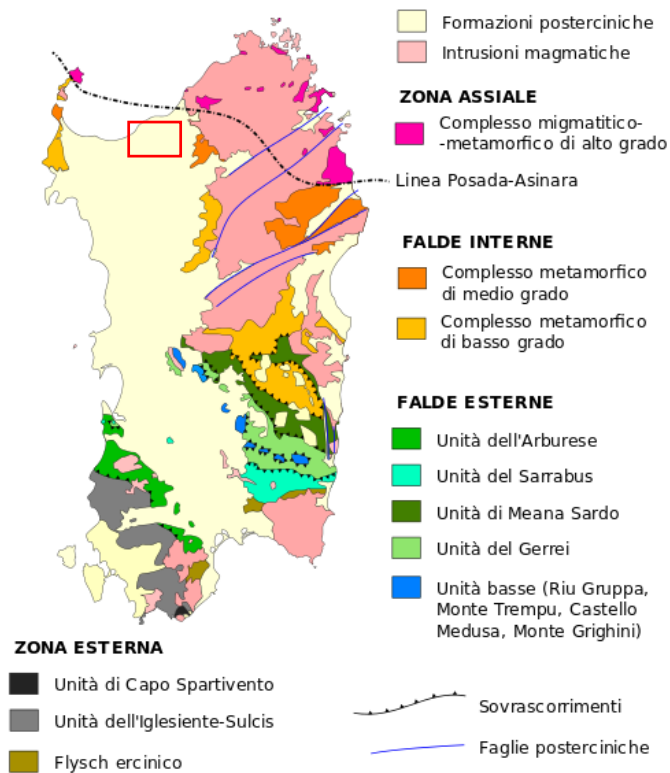


Figura 5 Schema tettonico-strutturale della Sardegna

chimismo acido è composta da rioliti, riodaciti e daciti in espandimenti ignimbrici.

Queste rocce vulcaniche effusive sono state prodotte da un'intensa attività magmatica in un arco di tempo compreso tra 29 M.a e 19 M.a, intervallate da periodi di stasi vulcanica, durante i quali l'attività erosiva delle acque torrentizie, ha portato alla sedimentazione di intercalazioni di depositi arenacei conglomeratici, a elementi clastici prevalentemente vulcanici.

I depositi recenti sono rappresentati dai prodotti di disfacimento della roccia madre e dei suoi derivati e vanno a colmare le vallecole e/o i piccoli impluvi presenti. Sono generalmente costituiti da sabbie argillose e argille sabbiose o limose di colore dal giallo ocra al bruno al rosso-violaceo, particolarmente plastiche e con probabili caratteristiche di suscettività all'acqua (rigonfianti).

Il vulcanismo oligo-miocenico sardo rappresenta uno degli eventi geologici terziari più importanti del Mediterraneo occidentale. L'importanza di questo ciclo vulcanico è testimoniata dalla grande estensione degli affioramenti e dai cospicui spessori delle successioni vulcaniche che raggiungono parecchie centinaia di metri. Lo studio petrografico e geochimico dei prodotti vulcanici della Sardegna indica una genesi dei magmi per fusione parziale di rocce mantelliche lungo zone di subduzione oceanica (COULON, 1977). Questi prodotti andesitici, assieme a quelli più differenziati, si sarebbero evoluti da un magma primario per frazionamento a deboli pressioni, in camere magmatiche situate a circa 15-20 km di profondità e con possibili contaminazioni crostali. Secondo COULON (1977), i dati petrogenetici provenienti da prodotti più evoluti con chimismo riodacitico-riolitico, spesso in facies ignimbrica ("Serie ignimbrica inferiore" e "Serie ignimbrica superiore", Auct.) indicano processi anatettici con fusione parziale di rocce metamorfiche o granitoidi nella

Il territorio di Sassarese, si sviluppa sul margine occidentale di un semi-graben, colmato da vulcaniti e sedimenti di ambiente marino di età compresa tra l'Oligocene sup ed il Miocene sup. Costituito in prevalenza da terre emerse, il territorio comprende buona parte del bacino cenozoico noto come "Fossa di Sassari", e gli alti strutturali che lo delimitano sia ad E che a W. Nell'area vasta la successione stratigrafica parte dal Mesozoico, con successioni riferite all'intero eratema.

A partire dall'Oligocene sup. fino al Miocene inf., si è sviluppata nella Sardegna un'intensa e diffusa attività vulcanica che ha dato luogo alla messa in posto di vulcaniti a chimismo basico e vulcaniti a chimismo acido. La serie delle vulcaniti a

crosta continentale. L'anatessi sarebbe stata favorita dalle precedenti e prolungate risalite di magmi basici di derivazione mantellica con conseguenti fenomeni di mixing (COULON, 1977; BECCALUVA et al., 1985; 1987). Secondo MORRA et al. (1994), invece, l'intera successione vulcanica deriverebbe da una progressiva evoluzione petrogenetica per frazionamento di magmi mantellici, fino a liquidi residuali peralcalini.

Da un punto di vista geodinamico questo ciclo vulcanico è comunemente associato ad un modello di subduzione oceanica con formazione di un bacino di retroarco che sarebbe rappresentato dal Bacino balearico¹.

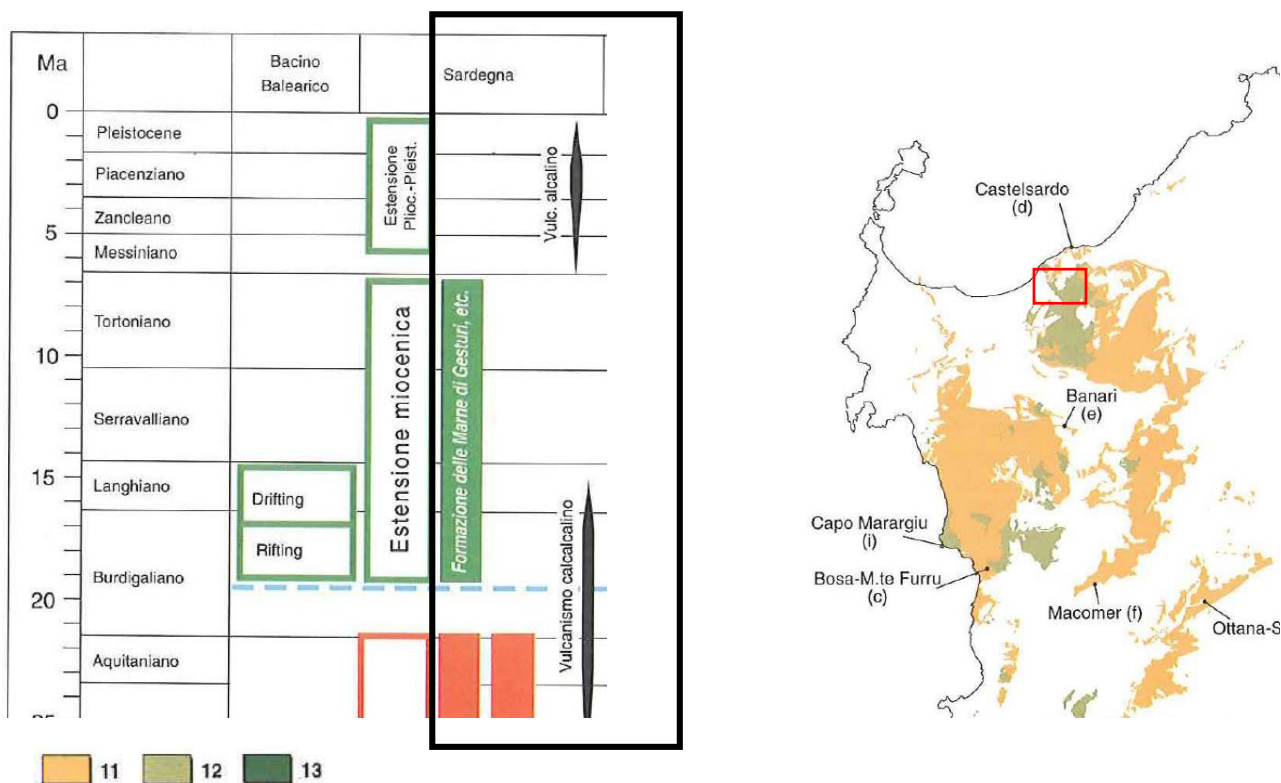


Figura 6 Schema cronologico relativo ai principali eventi stratigrafico-strutturali cenozoici in Sardegna e nelle aree limitrofe. Ubicazione degli affioramenti di Rioliti (11), Andesiti (12) e Filoni (13) del ciclo calcalkalino oligo-miocenico.

Nell'area vasta affiorano le seguenti litologie, di seguito riportate con la nomenclatura adottata dalla RAS nella stesura della cartografia geologica in scala 1:25000:

a1 – Depositi di frana. Accumuli caotici di blocchi derivanti da frane di crollo, ribaltamento e scivolamento, attive, talora con pedosuoli intercalati. OLOCENE.

b2 – Coltri eluvio-colluviali. Sabbie limo-argillose con clasti detritici medio-fini, massive, più o meno intensamente pedogenizzate. Spessore da 1m a 3m.

(RESa) Litofacies nella Formazione di Mores: nota come "calcarei inferiori", è costituita da una successione di calcareniti, calcari bioclastici fossiliferi, e calcari a componente terrigena variabile, con faune a gasteropodi "Turritelle", ostreidi ed echinidi (Scutella, Amphiope), riferibili al Miocene inferiore (Burdigaliano). Il

¹ Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia, vol. LX, 2001

passaggio alla soprastante formazione di Borutta (RTU) presenta spesso caratteri eteropici, infatti può essere sormontata direttamente dalla Formazione di Monte Santo (NST). Burdigaliano superiore. Spessore variabile fino a 40-50m.



Figura 7 AG12 vista verso Monte Alma su Formazione di Mores

HRM – UNITÀ DI CHIARAMONTI. Depositi di flusso piroclastico pomiceo-cineritici in facies ignimbratica a chimismo rioldacitico, debolmente saldati, talora argillificati e/o silicizzati, con cristalli liberi di Pl, Sa, Qtz.



Figura 8 Unità di Logulentu su AG08 - vista verso Su Sassu

LGU – UNITÀ DI LOGULENTU. Depositi di flusso piroclastico fortemente saldati, da violacei a rossastri, a chimismo riolitico, con tessitura macroeutattica con fiamme che possono raggiungere il metro di lunghezza, presenza di cristalli di plagioclasio e biotite. Spessore fino a 25m. BURDIGALIANO.

Su questa litologia poggeranno le turbine AG01, AG02, AG03, AG04, AG09, AG11 e AG12 e parte del cavidotto di connessione.

OSL - UNITÀ DI OSILO. Andesiti porfiriche per fenocristalli di Pl, Am, e Px; in cupole di ristagno e colate. Lave andesitiche grigio scure, spesso porfiriche per plagioclasio e pirosseno, in genere massive, talvolta con foliazione da flusso marcata da fratturazione play jointing. Intercalati alle colate, depositi piroclastici di caduta, con spessori di alcuni metri. Spessore in affioramento oltre i 500m. BURDIGALIANO.

Su questa litologia poggeranno le turbine AG05, AG06, AG07, AG08, AG09, AG10 e parte del cavidotto di connessione.



Figura 9 AG08 su Unità di Osilo - Vista verso Monte Palmas

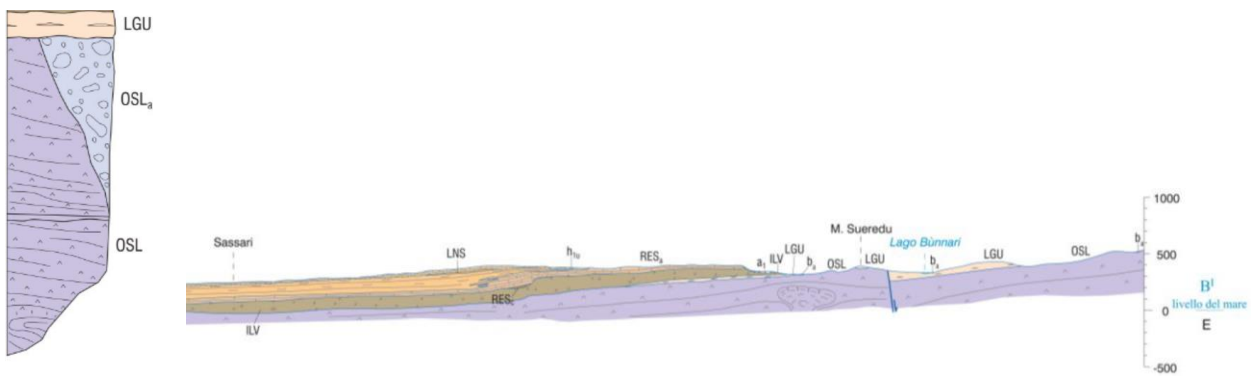


Figura 10 Sezione stratigrafica e geologica rappresentativa dell'assetto geologico dell'area di interesse - Carta Geologica d'Italia Fig. 459 "Sassari", progetto CARG.

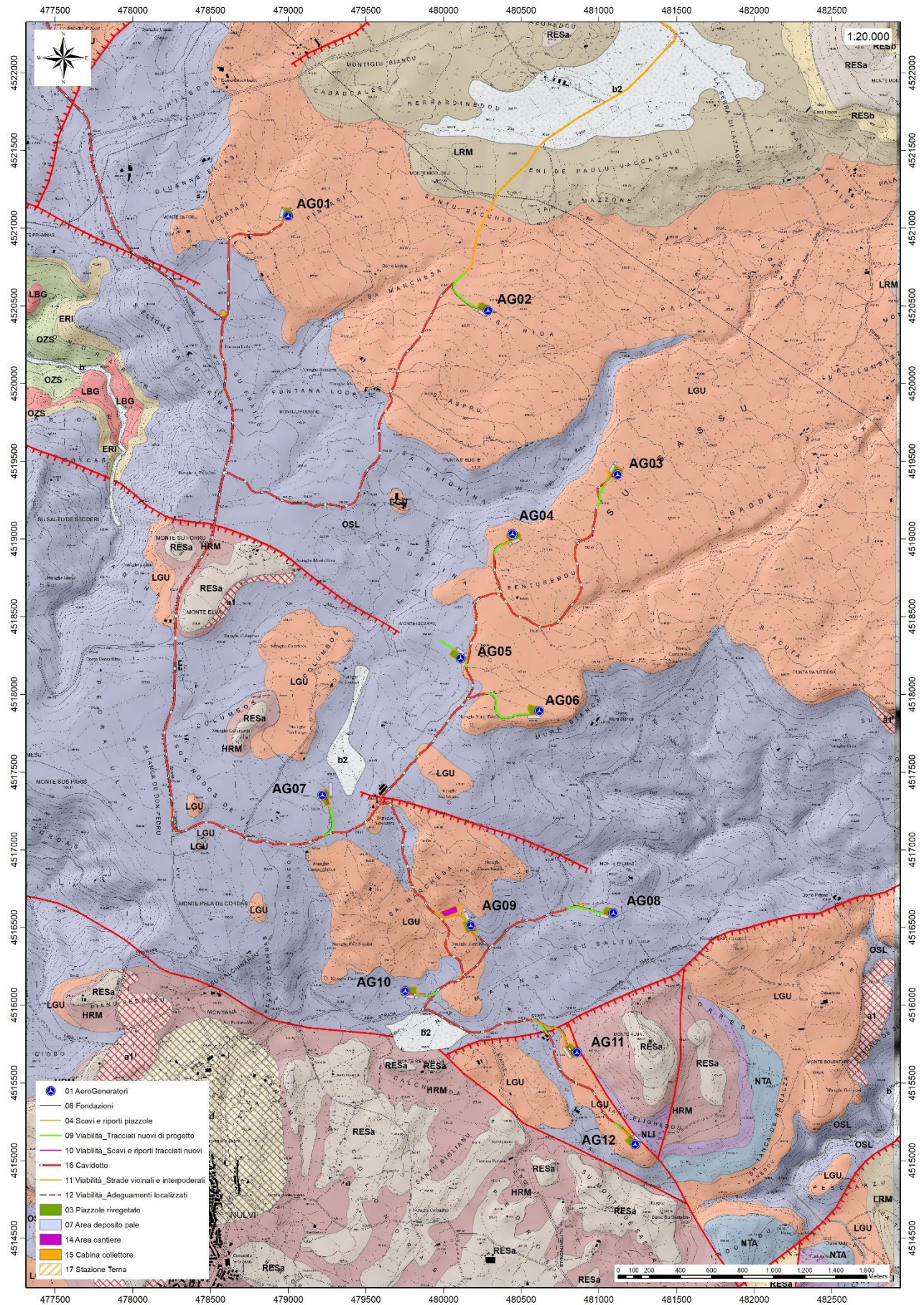


Figura 11 Carta geologica dell'area di interesse

6.2. SITUAZIONE GEOLOGICA E LITOSTRATIGRAFICA DELL'AREA INTERESSATA DALL'INTERVENTO

Le turbine in progetto poggeranno sulla Formazione di Osilo costituita da depositi di flussi lavici andesitici porfiriche, fratturate e alterate sulla parte sommitale (AG05, AG06, AG07, AG08, AG10) e sui depositi di flusso piroclastico in facies ignimbratica pomiceo cineritiche dell'Unità di Logulentu (AG01, AG02, AG03, AG04, AG09).

Analisi delle condizioni geostrutturali dell'area e caratteristiche delle discontinuita'

La maggior parte delle importanti strutture tettoniche presenti nell'area determinano il controllo tettonico delle principali valli incise. L'area vasta è caratterizzata da faglie normali con direzione principale ENE – WSW. Le lineazioni presenti alla mesoscala seguono queste direttrici principali definendo uno o più sistemi di giunti che portano ad isolare di singoli blocchi rocciosi di dimensioni variabili dal metro cubo e più fino poche decine di cm cubici. La giacitura dei piani è variabile.

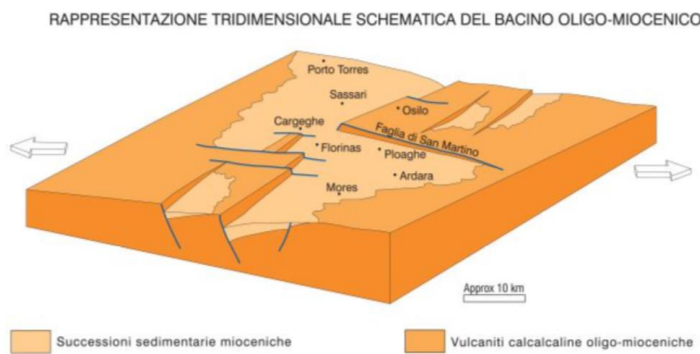


Figura 12 Rappresentazione tridimensionale schematica del Bacino oligo-miocenico

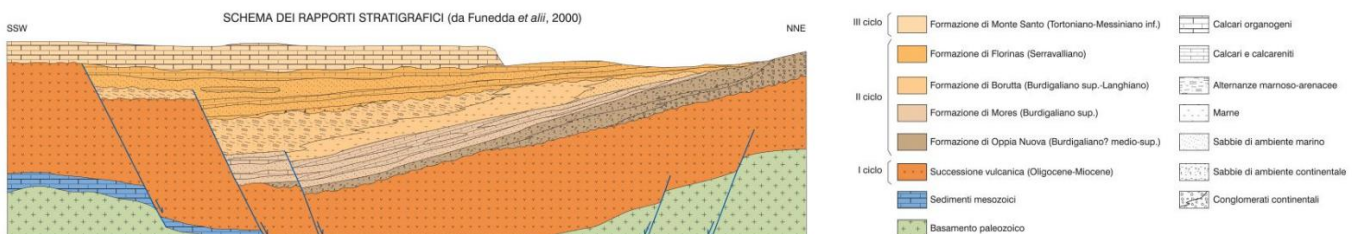


Figura 13 Schema dei rapporti stratigrafici del Bacino del Logudoro (tratto da Funedda et alii, 2000)

L'area interessata dal progetto è pertanto caratterizzata da un'intensa fratturazione a blocchi secondo famiglie di giunti di diversa direzione e con spaziatura dalle poche decine di centimetri al metro. Le fratture

hanno aperture di poche a decine di centimetri e sono pressoché tutte riempite di materiali fini derivanti dall'alterazione chimica della roccia madre e sostanzialmente costituite da frazione argillosa.

Analisi qualitativa di stabilità dell'ammasso roccioso

L'intensa fratturazione produce sulla roccia una geometria estremamente variabile in termini di direzione e immersione, nelle tre direzioni principali dello spazio. Ciò che varia in relazione alla composizione granulometrica dei singoli strati originari è la spaziatura tra i giunti e il grado di fissilità. Pertanto, è estremamente difficile se non impossibile definire l'assetto a piccola scala per quanto appena descritto.

Si può definire un range di spaziatura alla mesoscala, tale da individuare una potenziale compagine di blocchi in grado di staccarsi dall'ammasso se le condizioni geostrutturali lo permettono (piani a franapoggio o intersezione di piani con direttrice a franapoggio).

Tali dimensioni possono essere individuate tra il decimo di metro cubo a qualche metro cubo. La variabilità direzionale delle famiglie di giunti che individuano i blocchi è piuttosto marcata e diversificata in funzione, come detto, della competenza degli strati soggetti agli sforzi.

Ne deriva di fatto, una difficile previsione delle potenziali propensioni a fenomeni di crollo e/o scivolamento, ma si tratta di caratteri locali la cui eteropia laterale risulta sempre molto marcata.

In generale si può affermare che versanti come questi sono oggetto di due fenomeni di scivolamento distinti in relazione al dominio di famiglie di giunti.

Alla piccola scala laddove il materiale originario è costituito da granulometrie medie e fini, sono più frequenti fenomeni di sfaldamento e distacco di lamine da centimetriche a decimetriche. Queste ultime divengono più simili a piccoli blocchi la dove la granulometria aumenta.

A scala media le spaziature nella stessa famiglia sono maggiori, anche oltre metro ed interessano blocchi più grandi ma che rispondono alle medesime dinamiche di quelli pocanzi analizzati.

Di fatto quindi, non potendo generalizzare alla piccola scala è sempre d'obbligo un rilievo puntuale sugli affioramenti ove possibile. Il materiale distaccato si raccoglie ai piedi del pendio, in accumuli più o meno estesi in funzione della pendenza.

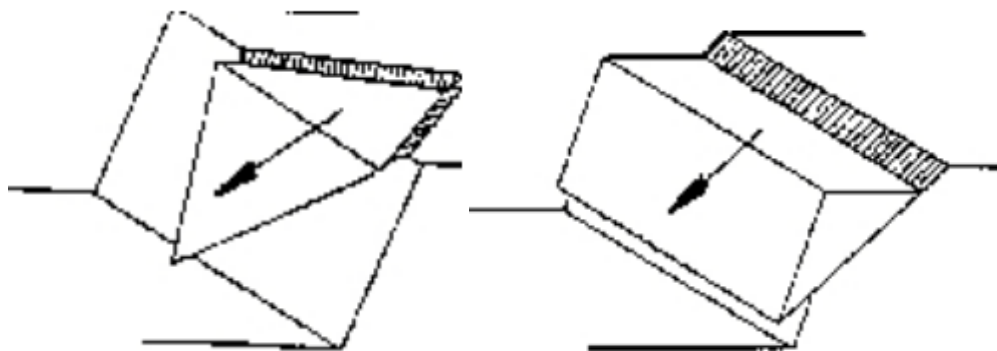


Figura 14 Tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione

Gli ammassi rocciosi costituiti in litologie andesitiche e piroclastiche, ovvero quelle su cui poggeranno tutte le turbine, presentano le medesime caratteristiche per quanto riguarda instabilità, ovvero tendono a formare scarpate che arretrano per crollo ribaltamento e per scivolamento planare o di cunei. La differenza con le formazioni carbonatiche sta nella natura dei giunti, ovvero, mentre nelle prime sono dovuti anche a stratificazione, in queste ultime sono di tipo platy joints, presentano in ogni caso una forte regolarità anche alla scala dell'ammasso, è pertanto prevedibile, almeno in parte, come vari la stabilità dell'ammasso al variare dell'orientazione e della pendenza del versante.

7. Indagini geognostiche

La necessità di integrare le informazioni di tipo geologico e geotecnico derivanti da studi pregressi, dalla letteratura di settore e dai rilievi geologici e geostrutturali in sito, ha reso necessario predisporre un piano di indagini geognostiche propedeutiche alla definizione del modello geologico di riferimento di sito funzionale alle opere previste in progetto così come richiamato dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC2018 - §Cap. 6.2.1).

L'obiettivo delle indagini realizzate è stato:

1. Definire la stratigrafia ed i rapporti tra le formazioni geologiche interessate dagli interventi;
2. Definire le caratteristiche fisico-meccaniche degli ammassi rocciosi coinvolti nelle opere in progetto;
3. Individuare la presenza di circolazione d'acqua sotterranea alle profondità di interesse in relazione ai volumi significativi delle opere (fondazioni, piazzole, trincee e rilevati stradali, stabilità dei pendii)

La metodica utilizzata è quella indiretta in sito, ovvero l'indagine geofisica, questa costituisce parte integrante delle indagini geognostiche dirette e indirette legate alla caratterizzazione dei terreni di fondazione. In particolare, si pone come obiettivo la ricostruzione dell'assetto sismo-stratigrafico dei terreni sede di posa delle opere di fondazione nonché la classificazione del suolo di fondazione per le categorie semplificate indicate nel Decreto 17 gennaio 2018 - NTC 2018 aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni". Sono stati eseguiti di n°4 stendimenti di sismica con tecnica MASW e rifrazione in onde P e n°2 stendimenti di sismica con tecnica MASW. Tutte le basi sismiche MASW ricadono lungo il medesimo allineamento delle rifrazioni, i quali hanno il medesimo centro degli allineamenti sismici ma sono leggermente più lunghi (69,0 m).

È stato inoltre eseguito il Rilievo topografico tramite GPS (geofoni, punti di shot, elettrodi /picchetti) e restituzione dei profili altimetrici da impiegare nelle sezioni di sismica.

Sono stati infine elaborati i dati ottenuti tramite analisi delle prospezioni acquisite in campagna, applicazione filtri, e restituzione grafica delle sezioni sismiche con l'impiego di software specialistici.

Stendimento	Metodologie	Orientamento	Geofoni	Interdistanza (m)	Lunghezza (m)
R1 (SM01)	Rifrazione	NO-SE	24	3,0	69,0
R2 (SM02)	Rifrazione	N-S	24	3,0	69,0
R3 (SM03)	Rifrazione	NO-SE	24	3,0	69,0
R4 (SM04)	Rifrazione	NO-SE	24	3,0	69,0
M1 (SM01)	MASW	NO-SE	24	3,0	69,0
M2 (SM02)	MASW	N-S	24	3,0	69,0

Figura 15 Quadro riassuntivo delle indagini svolte

Generalità sul metodo sismico a rifrazione

Il metodo sismico a rifrazione studia la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo quando il terreno è sottoposto a sollecitazioni artificiali. La determinazione delle velocità si ottiene misurando i tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in diversi punti sulla superficie topografica. Operativamente i profili sismici si eseguono disponendo sul terreno una serie di sensori (geofoni), posti ad un intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare.

Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: Nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (trigger). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori. L'interpretazione dei segnali e la ricostruzione del profilo di velocità delle onde P consiste di almeno due fasi ben distinte, e cioè l'interpretazione dei sismogrammi e l'interpretazione dei diagrammi tempi-istanze (dromocrone).

Nella prima fase i tempi di primo arrivo dei segnali sismici vengono letti direttamente sui sismogrammi di campagna visualizzati a monitor. I tempi letti in corrispondenza di ciascun canale (geofono), vengono memorizzati in appositi files che costituiscono i dati in input del software utilizzato. Per ciascun tiro, quindi, si ricostruisce un diagramma dei tempi di arrivo in funzione della distanza dal punto di tiro stesso.

L'interpretazione delle dromocrone consiste, quindi, nel suddividere la funzione tempi/distanze in segmenti a pendenza differente, indicativi della presenza di variazioni di velocità nel sottosuolo. Questa operazione viene eseguita ad un terminale videografico dove è possibile eseguire modifiche ed aggiustamenti continui dell'interpretazione.

Il numero di segmenti per ciascuna funzione equivale al numero di strati che costituiranno il modello interpretativo finale; modello che consiste in una stratigrafia del terreno basata sulle variazioni di velocità delle onde compressionali.

Nella maggior parte dei casi, comunque, si riscontrano variazioni stratigrafiche che non corrispondono a variazioni di tipo litologico in senso stretto, ma alla naturale variazione di compattezza dello stesso materiale che, per alterazione superficiale o per semplice decompressione, si presenta più allentato in prossimità della superficie rispetto alle zone più profonde.

In questi casi per la modellizzazione del sottosuolo, risulta più adatta un'altra tecnica di elaborazione: la tecnica di elaborazione tomografica.

Con questa tecnica il sottosuolo viene suddiviso in elementi finiti di forma quadrata e di dimensioni estremamente piccole (dell'ordine di grandezza di decimetri) un software specifico, (nel nostro caso si è utilizzato il software RAYFRACT vers 4.01), che stima le velocità sismiche compatibili con ogni singolo elemento affinché i tempi di percorso dei vari fronti d'onda, generati nei punti di tiro disposti lungo il profilo, risultino il più possibile simili ai tempi misurati e letti sui sismogrammi. Il risultato che si ottiene è una griglia di valori di velocità dalla superficie fino alle massime profondità di indagine che caratterizzano i vari elementi in cui è stato suddiviso il sottosuolo.

Questa griglia di valori può essere, quindi utilizzata per rappresentare l'andamento nel sottosuolo delle varie litologie presenti mediante variazioni cromatiche associate alle variazioni di velocità o mediante linee di isovelocità.

Caratteristiche delle stese sismiche

Per tutte le basi sismiche sono state eseguite 9 energizzazioni intervallate ogni 3 geofoni secondo lo schema di acquisizione definito dalle specifiche tecniche.

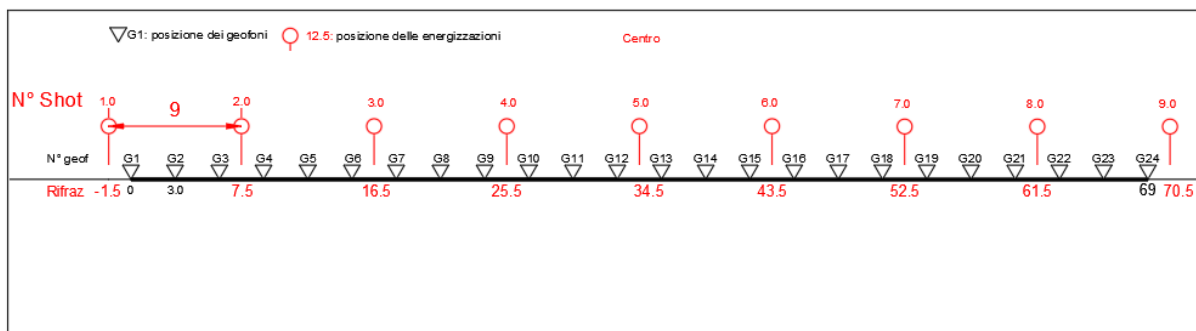


Figura 16 Geometria di acquisizione - sismica a rifrazione in onde P con 24 geofoni, interdistanza di 3,0 m, lunghezza complessiva 69,0

Caratteristiche della Strumentazione impiegata

Per l'esecuzione delle indagini è stato impiegato un sismografo DoReMi, prodotto dalla SARA electronicinstruments, 24bit con frequenza di campionamento 5000 Hz per ognuno dei canali registrati, ciascuno attrezzato con geofoni verticali SARA electronics con frequenza propria di 4.5 Hz.

Per l'energizzazione è stata usata una mazza battente da 10 kg impattante su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg.

La quota relativa di ciascun geofono-shot è stata rilevata tramite una livella digitale e GPS differenziale marca Stonex in modo da poter ricostruire la morfologia del terreno e utilizzarla in fase di elaborazione dei dati acquisiti.

Elaborazione dei dati

I dati delle prospezioni sono costituiti dalla geometria d'acquisizione (posizioni e quote relative dei punti scoppio e dei geofoni) e dai tempi di primo arrivo delle onde elastiche di compressione (onde P), determinati manualmente sulle registrazioni riprodotte a schermo (picking dei primi arrivi). La qualità dei dati è risultata nel complesso buona e il picking è stato realizzato facilmente per tutte le basi sismiche. L'inversione dei dati è stata eseguita secondo i criteri della tomografia sismica, mediante apposito software specialistico basato su tecniche di ottimizzazione non lineare.

In particolare, l'elaborazione dei dati di sismica a rifrazione è stata eseguita secondo il metodo tomografico impiegando il software Rayfract 4.01, che parte da un modello iniziale generato con la tecnica Deltat-V. Successivamente viene effettuata l'inversione iterativa del modello con la tecnica WET (Wavepath Eikonal Traveltime tomography processing) che analizza la propagazione dei vari fronti d'onda generati nei punti di tiro fino ad ogni geofono. Il modello stratigrafico ottenuto come insieme di elementi caratterizzati da una specifica velocità viene quindi rappresentato mediante il contour a linee di isovelocità. La colorazione dei vari elementi secondo una scala cromatica riferita a specifici intervalli di velocità facilita l'immediata visione dei risultati.

Indagini sismiche: MASW

Metodologia

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- P-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- S-Trasversale: onda profonda di taglio;
- L-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- R-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – "R"

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le

onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Specifiche delle indagini svolte

L'indagine si sviluppa mediante la materializzazione sul terreno di una linea retta mediante la posa di una fettuccia metrica. A seguire vengono posizionati i geofoni intervallati ad una distanza pari a **3,0 m** in funzione anche della disponibilità di spazio. Esternamente alla stesa geofonica, da ora base sismica, a distanza di interesse che può essere pari ad un multiplo della distanza intergeofonica ma anche variabile (in funzione delle disponibilità di cantiere), sia in andata (ovvero in prossimità del geofono 1) che al ritorno (ovvero all'ultimo geofono posizionato sulla base sismica), vengono svolte delle energizzazioni mediante massa battente pari a Kg 10,0. Nel caso in esame, sono state svolte le energizzazioni in "andata" e in "ritorno" con distanza dal geofono 1 e dal geofono 24 crescente e pari a multipli della distanza intergeofonica (v. schema), oltre che una battuta al centro della base sismica.

Il numero di geofoni utile all'esecuzione ottimale di un'indagine M.A.S.W. è risultato, per il cantiere svolto, di 24 geofoni dei quali sono state utilizzate tutte le tracce. Il tempo dell'acquisizione è stato definito tra 1.00 e 2.00 secondi.

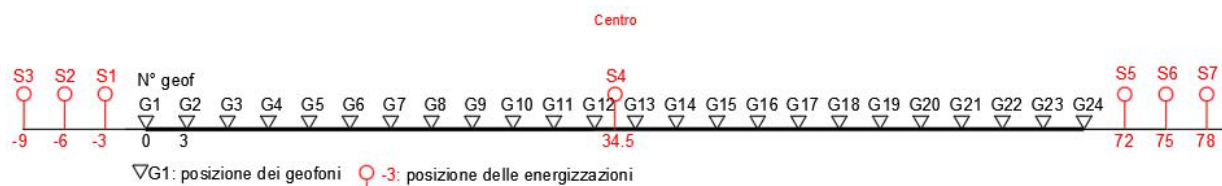


Figura 17 Geometria di acquisizione - MASW con 24 geofoni, interdistanza di 3,0 m, lunghezza complessiva 69,0

Caratteristiche della strumentazione impiegata

Per l'esecuzione del cantiere d'interesse, è stata utilizzata una strumentazione di acquisizione DoReMi, prodotto dalla SARA electronicinstruments, 24bit con frequenza di campionamento 1000 Hz per ognuno dei canali registrati, ciascuno attrezzato con geofoni verticali SARA electronics con frequenza propria di 4.5 Hz. Per l'energizzazione è stata utilizzata una mazza battente da 10 kg impattante su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg.

Interpretazione dei segnali acquisiti

Il metodo interpretativo della M.A.S.W. si compone dei seguenti passaggi di analisi dei segnali acquisiti:

- individuazione della variazione del segnale acquisito nel tempo;
- analisi di Fourier con definizione dei contenuti spettrali acquisiti nei segnali;

- stacking dello spostamento di fase con definizione delle velocità di rotazione retrograda compatibile con il campo di frequenza definita.

A posteriori dell'analisi matematica del segnale acquisito, definito un modello stratigrafico compatibile con la geologia locale, si provvede all'inversione della curva di dispersione ottenendo la sismo-stratigrafia.

L'elaborazione dei dati che ha prodotto il profilo di velocità è stata realizzata grazie all'impiego del software ZondST2D.

Categorie di sottosuolo - D.M. 19.01.2018 (NTC 2018)

Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" – Decreto del 19/01/2018 definiscono le regole per progettare l'opera sia in zona sismica che in zona non sismica. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

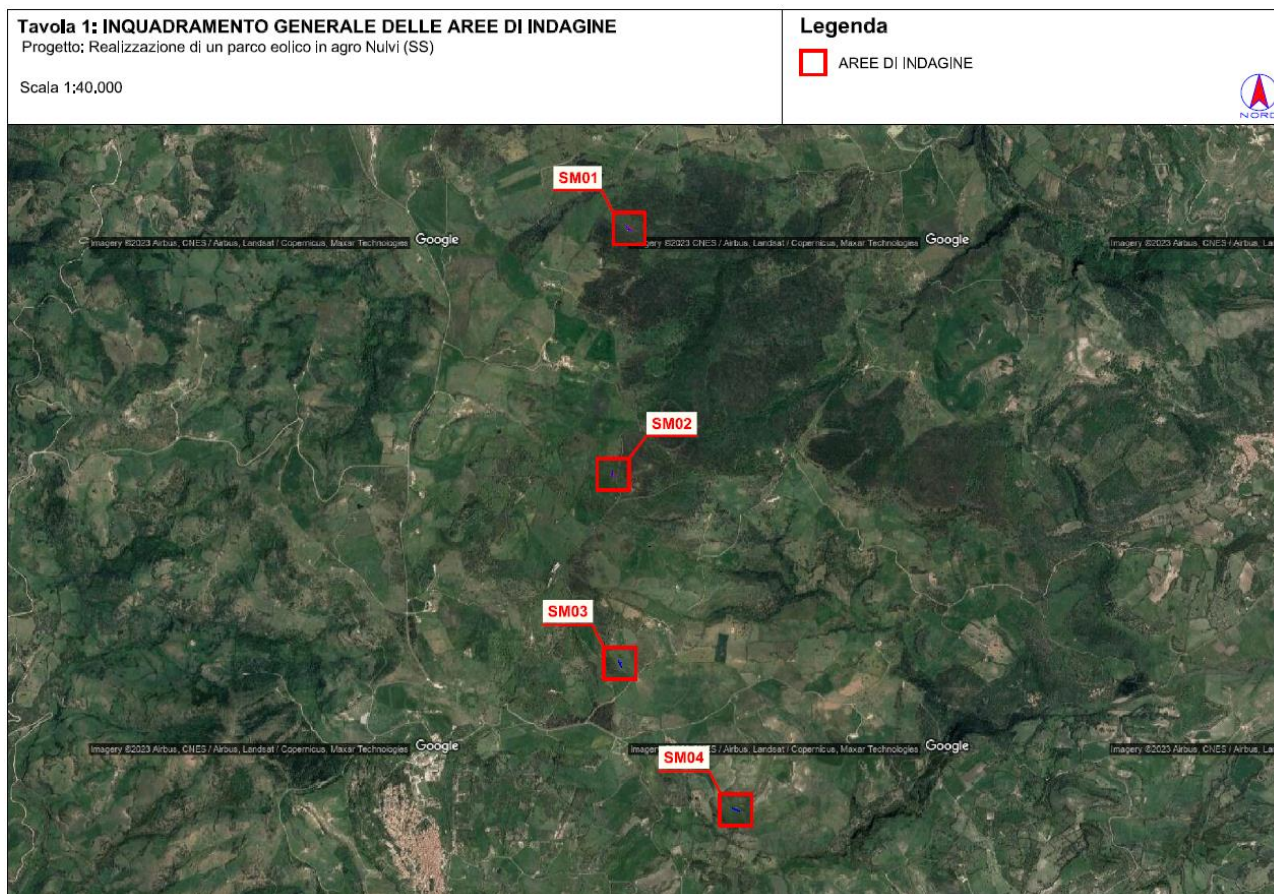
Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato H è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II. Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Tabella 3.2.II. Categorie di sottosuolo (Fonte NTC 2018)

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Ubicazione delle indagini eseguite



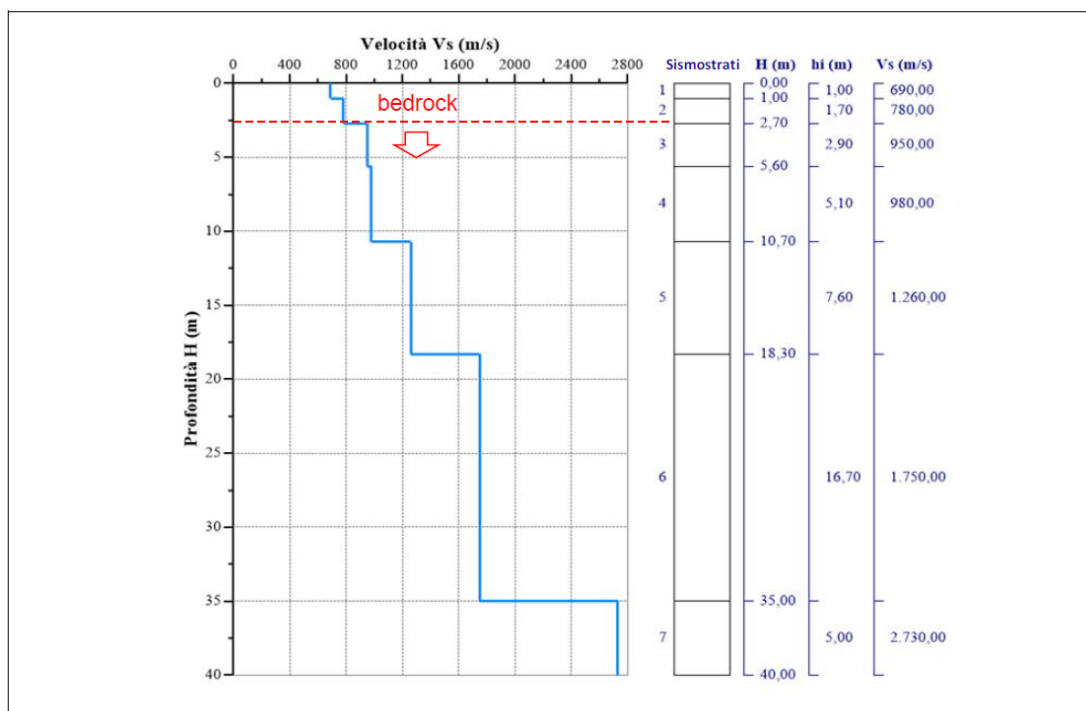
Risultati delle indagini del sito NU_SISM_01-TURBINA AG02

M1- NU_SISM_01-AG02: MASW

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs dello stendimento NU_SISM_01-AG02, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs..

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0,0 - 1,0	1° sismostrato con Vs di 690 m/s Terre estremamente addensate
1,0 - 2,7	2° sismostrato con Vs di 780 m/s Terre estremamente addensate
2,7 - 5,6	3° sismostrato con Vs di 950 m/s Substrato roccioso fratturato
5,6 - 10,7	4° sismostrato con Vs di 980 m/s Substrato roccioso fratturato
10,7 - 18,3	5° sismostrato con Vs di 1260 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano
18,3 - 35,0	6° sismostrato con Vs di 1750 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano
35,0 - 40,0	7° sismostrato con Vs di 2730 m/s Substrato roccioso sano

MASW M1-PROFILO Vs



Sismostratigrafia e calcolo Vs eq

Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	Hi/Vs (s)
1	1,00	1,00	690,00	1,00	1,00	0,00144
2	2,70	1,70	780,00	2,70	1,70	0,00217
3	5,60	2,90	950,00	5,60	2,90	
4	10,70	5,10	980,00	10,70	5,10	
5	18,30	7,60	1260,00	18,30	7,60	
6	35,00	16,70	1750,00	30,00	11,70	
7	40,00	5,00	2730,00	0,00	0,00	

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle V_s si evince come profondità del substrato **2,70 m** ($V_s > 800$ m/s); la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 2,70 m di profondità dal p.c. è pari a $V_{s,eq} > 800$ m/s che dà luogo ad una categoria A, ossia:

Categoria A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

Nella **tabella seguente** si illustrano i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input V_s , e V_p e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	V_p	V_s	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico E_d	Modulo di Young statico E_d	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 - 1,0	terre	1.800	1.380	690	0,33	2.285	276	853	2.285
2	1,0 - 2,7	terre	2.000	1.560	780	0,33	3.246	391	1.216	3.246
3	2,7 - 5,6	10%	2.100	1.900	950	0,33	5.051	608	1.893	5.051
4	5,6 - 10,7	12%	2.200	1.960	980	0,33	5.639	677	2.108	5.639
5	10,7 - 18,3	15%	2.350	2.520	1260	0,33	9.954	1.493	3.727	9.954
6	18,3 - 35,0	22%	2.400	3.500	1750	0,33	19.604	4.313	7.345	19.604
7	35,0 - 40,0	25%	2.450	5.460	2730	0,33	48.691	12.173	18.260	48.691

*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

Figura 18 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche

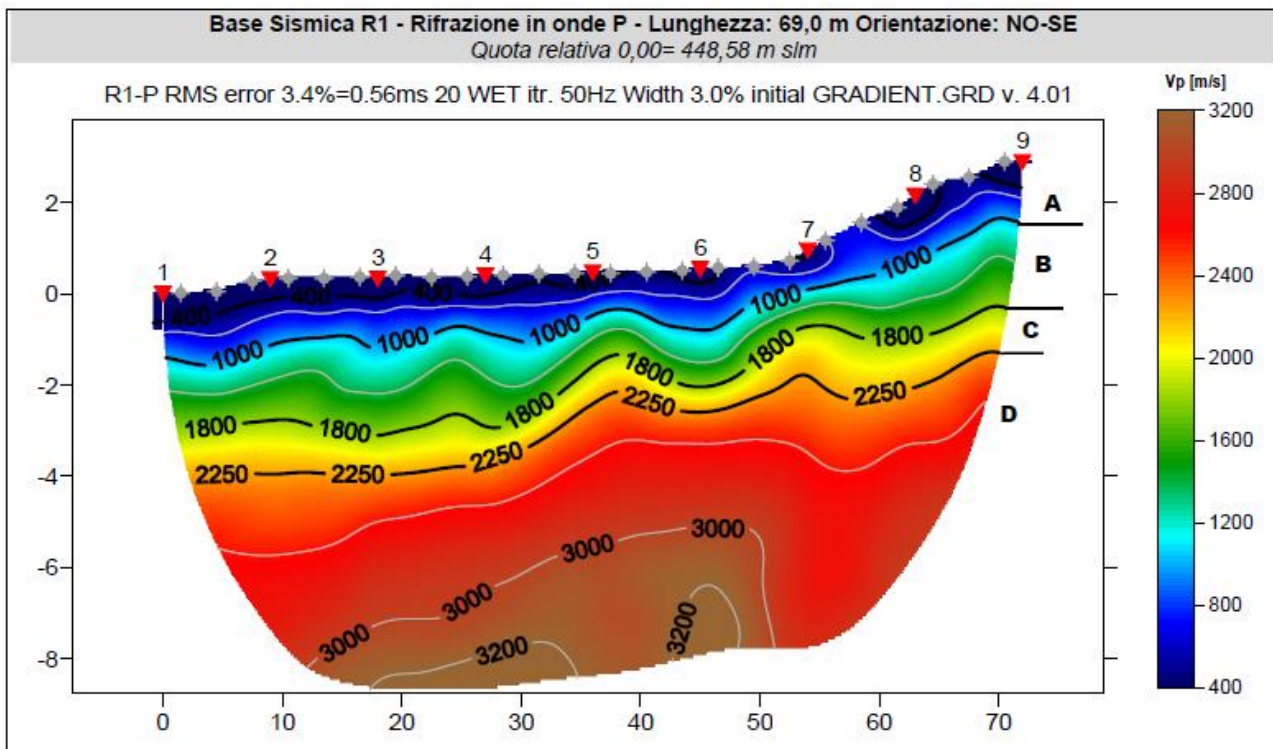
M1- NU_SISM_01-AG02: SISMICA A RIFRAZIONE

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 3200 m/s. Il sismostrato A caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 1,6 e 1,8 metri da p.c e un andamento leggermente irregolare rispetto al piano campagna. Il sismostrato B caratterizzato da terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta un andamento simile al sismostrato precedente e si rileva fino a profondità comprese tra 1,9 e 3,5 m dal p.c. Il sismostrato C costituito da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 2,5 e 4,1 m di profondità dal p.c. Il sismostrato D rappresenta invece un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità V_p medie e si riscontra fino alle massime profondità di

indagine comprese tra 10,0/12,0 m dal p.c. Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento abbastanza graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 1,9 e 3,5 m dal p.c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 2,5 e 4,1 m dal p.c si riscontra la presenza di materiale non rippabile.

Stendimento R1	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 1,6/1,8	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 1,6/1,8 a 1,9/3,5	1000-1800
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 1,9/3,5 a 2,5/4,1	1800-2250
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 2,5/4,1 a 10,0-12,0	2400-3200



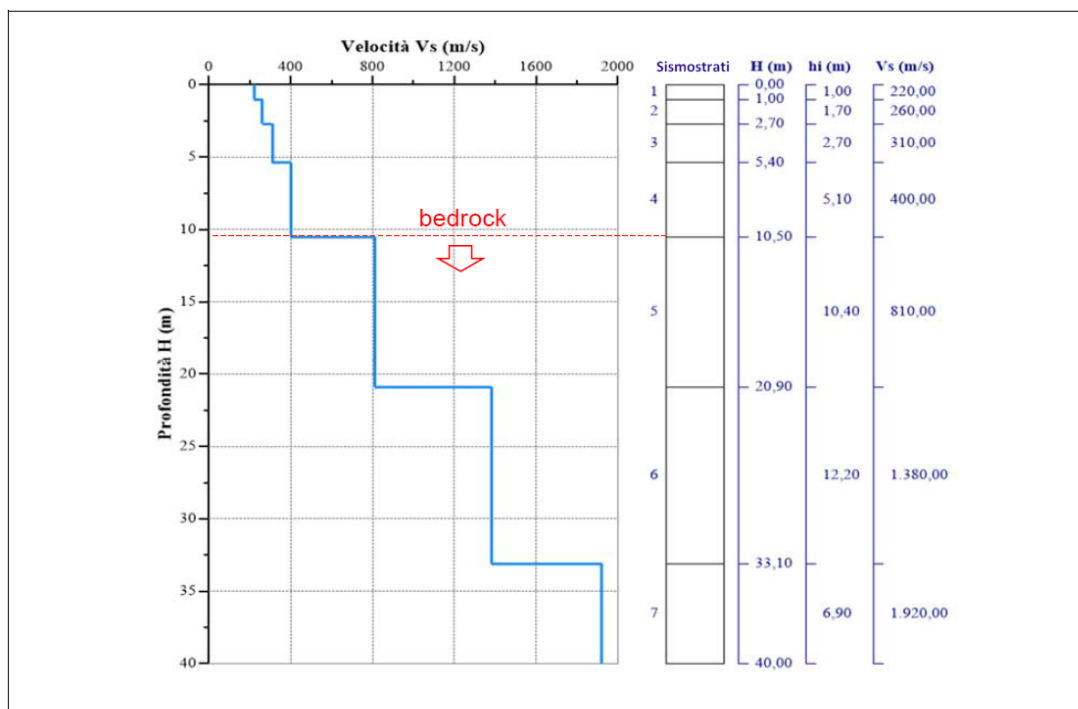
RISULTATI DELLE INDAGINI SITO NU_SISM_02-TURBINA AG05

M2- NU_SISM_02-AG05: MASW

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs dello stendimento NU_SISM_02-AG05, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs.

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0,0 - 1,0	1° sismostrato con Vs di 220 m/s Terre moderatamente addensate
1,0 - 2,7	2° sismostrato con Vs di 260 m/s Terre moderatamente addensate
2,7 - 5,4	3° sismostrato con Vs di 310 m/s Terre addensate
5,4 - 10,5	4° sismostrato con Vs di 400 m/s Terre da addensate a molto addensate
10,5 - 20,9	5° sismostrato con Vs di 810 m/s Substrato roccioso fratturato
20,9 - 33,1	6° sismostrato con Vs di 1380 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano
33,1 - 40,0	7° sismostrato con Vs di 1920 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano

MASW M2-PROFILO Vs



Sismostratigrafia e calcolo Vs eq

Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	Hi/Vs (s)
1	1,00	1,00	220,00	1,00	1,00	0,00455
2	2,70	1,70	260,00	2,70	1,70	0,00654
3	5,40	2,70	310,00	5,40	2,70	0,00871
4	10,50	5,10	400,00	10,50	5,10	0,01275
5	20,90	10,40	810,00	20,90	10,40	
6	33,10	12,20	1380,00	30,00	9,10	
7	40,00	6,90	1920,00	0,00	0,00	

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle V_s si pone come profondità del substrato **10,50 m** ($V_s > 800$ m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a **10,50 m** di profondità dal p.c. è pari a: **$V_{s,eq} = 10,5/0,03254 = 322,6$ m/s** che dà luogo ad una categoria E, ossia:

Categoria E: Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Nella **tabella seguente** si illustrano i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input V_s , e V_p e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	V_p	V_s	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico E_d	Modulo di Young statico E_d	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 - 1,0	terre	1.800	440	220	0,33	235	28	88	235
2	1,0 - 2,7	terre	2.000	520	260	0,33	363	44	137	363
3	2,7 - 5,4	terre	2.100	620	310	0,33	539	65	206	539
4	5,4 - 10,5	terre	2.200	800	400	0,33	941	114	353	941
5	10,5 - 20,9	15%	2.350	1.620	810	0,33	4.109	616	1.540	4.109
6	20,9 - 33,1	22%	2.400	2.760	1380	0,33	12.190	2.682	4.570	12.190
7	33,1 - 40,0	25%	2.450	3.840	1920	0,33	24.086	6.021	9.032	24.086

*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

Figura 19 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche

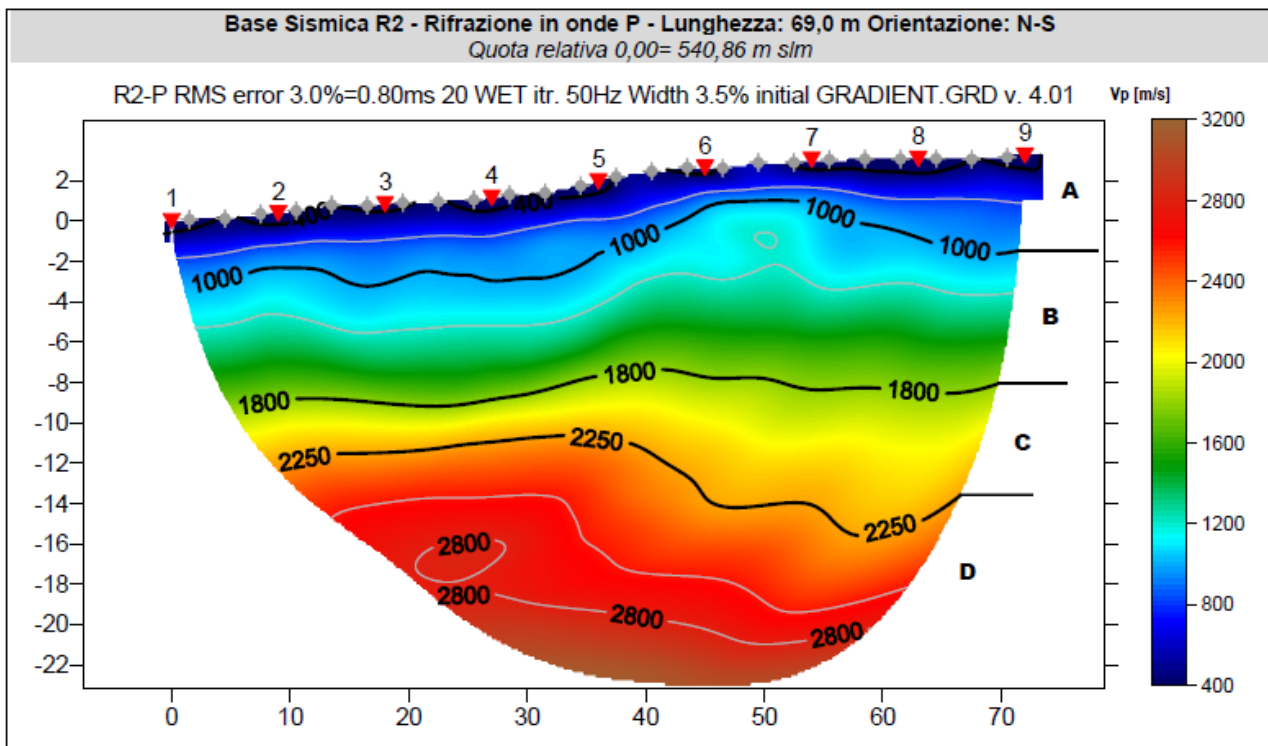
SM2- NU_SISM_02-AG05: SISMICA A RIFRAZIONE

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 2800 m/s. Il sismostrato A caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 1,8 e 4,2 metri da p.c e un andamento leggermente irregolare rispetto al piano campagna. Il sismostrato B caratterizzato da terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta leggere variazioni di spessore e si rileva fino a profondità comprese tra 9,0 e 11,5 m dal p.c. Il sismostrato C costituito da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 12,2 e 18,5 m di profondità dal p.c. Il sismostrato D rappresenta invece un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità alte e si riscontra fino alle massime profondità di indagine comprese

tra 23,0/26,0 m dal p.c. Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 9,0 e 11,5 m dal p.c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 12,2 e 18,5 m dal p.c si riscontra la presenza di materiale non rippabile.

Stendimento R2	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 1,8/4,2	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 1,8/4,2 a 9,0/11,5	1000-1800
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 9,0/11,5 a 12,2/18,5	1800-2250
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 12,2/18,5 a 23,0-26,0	2250-2800



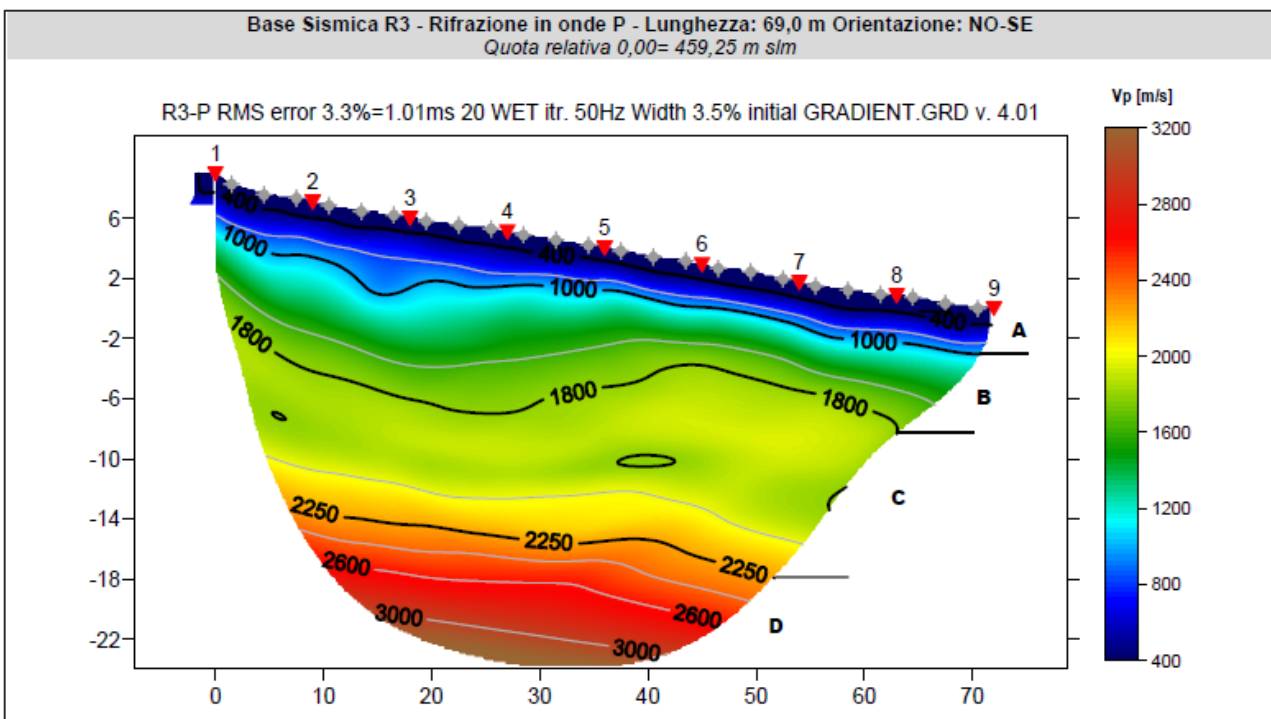
SM3- NU_SISM_03-AG09: SISMICA A RIFRAZIONE

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 3000 m/s. Il sismostrato A caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 3,2 e 5,0 metri da p.c e un andamento leggermente irregolare rispetto al piano campagna. Il sismostrato B caratterizzato terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta leggere variazioni di spessore e si rileva fino a profondità comprese tra 6,2 e 12,2 m dal p.c. Il sismostrato C composto da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 19,0 e 20,5 m di profondità dal p.c. Il sismostrato D rappresenta invece un substrato lapideo

non rippabile caratterizzato da velocità medio-alte e si riscontra fino alle massime profondità di indagine comprese tra 23,5/32,0 m dal p.c. Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento abbastanza graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 6,2 e 12,2 m dal p.c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 19,0 e 20,5 m dal p.c si riscontra la presenza di materiale non rippabile.

Stendimento R3	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 3,2/5,0	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 3,2/5,0 a 6,2/12,2	1000-1800
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 6,2/12,2 a 19,0/20,5	1800-2250
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 19,0/20,5 a 23,5-32,0	2250-3000



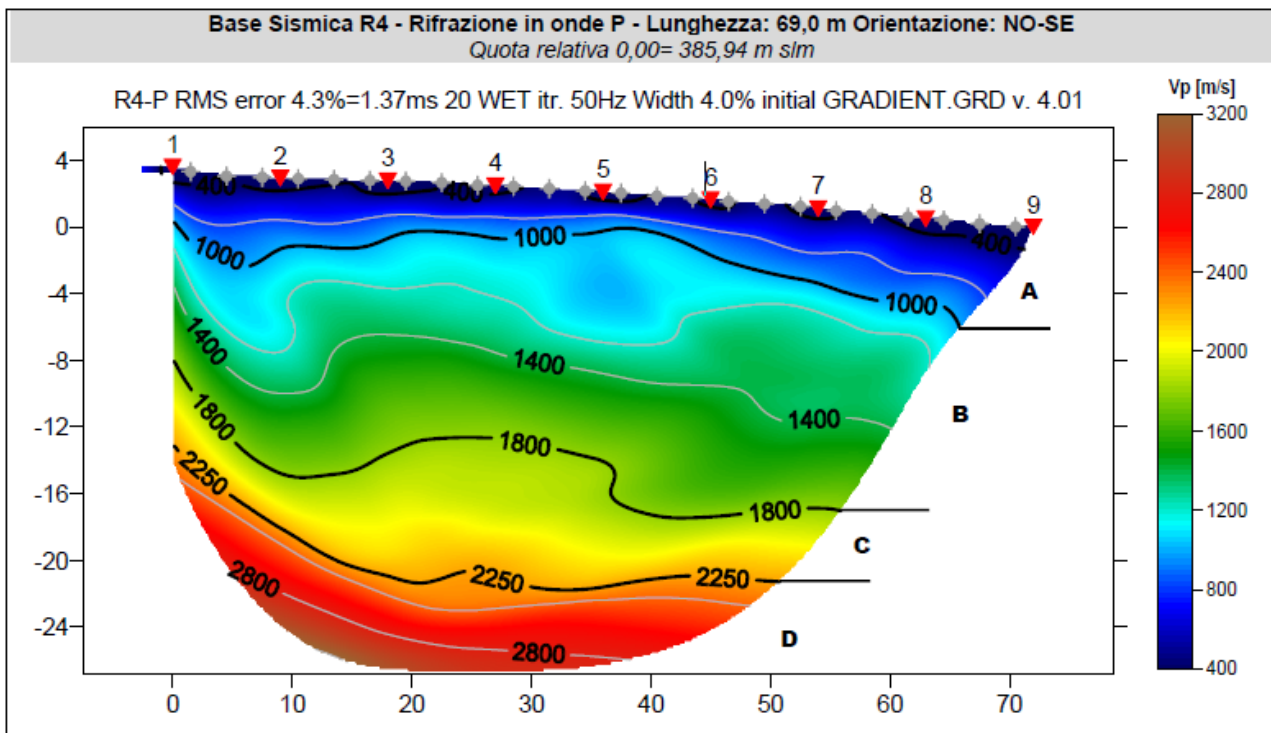
SM4- NU_SISM_04-AG12: SISMICA A RIFRAZIONE

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 2800 m/s. Il sismostrato A caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 2,0 e 5,0 metri da p.c e un andamento leggermente irregolare rispetto al piano campagna. Il sismostrato B caratterizzato da terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta un andamento simile al precedente, con spessore maggiori e leggere variazioni rispetto ai sismostrati adiacenti,

riscontrabile fino a profondità comprese tra 11,5 e 19,0 m dal p.c. Il sismostrato C costituito da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 16,5 e 23,8 m di profondità dal p.c. Il sismostrato D rappresenta invece un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità medio-alte e si riscontra fino alle massime profondità di indagine comprese tra 13,0/15,2 m dal p.c. Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento abbastanza graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 11,5 e 19,0 m dal p.c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 16,5 e 23,8 m dal p.c si riscontra la presenza di materiale non rippabile.

Stendimento R4	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 2,0/5,0	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 2,0/5,0 a 11,5/19,0	1000-1800
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 11,5/19,0 a 16,5/23,8	1800-2250
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 16,5/23,8 a 26,0-30,0	2250-2800



8. Modellazione geologica

Caratterizzazione geostrutturale degli ammassi rocciosi

Per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso al quale la fondazione delle turbine si appoggia, è stato adoperato il criterio di caratterizzazione dell'ammasso roccioso di Hoek-Brown generalizzato (1995), supportato dai dati geostrutturali rilevati in sito in pareti esposte, laddove disponibili, e dai dati derivanti dai sondaggi geognostici.

Sulla base di tale classificazione, il cui criterio di rottura è definito dalla relazione seguente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (mb (\sigma'_3 / \sigma_{ci}) + s)^a$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

mb = costante d'ammasso

s ed a = costanti d'ammasso

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

è stato possibile risalire ai parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb.

Tale metodologia si basa su caratteristiche proprie dell'ammasso, valutabili tramite osservazioni in sito o con l'ausilio di tabelle sviluppate sulla base di una vasta raccolta di dati pubblicati in letteratura, attraverso cui è possibile stimare con una certa precisione i parametri di coesione e angolo di attrito interno necessari alle verifiche di stabilità, valutando i seguenti parametri:

- **Resistenza a compressione monoassiale** (Intact Uniaxial Compressive Strength – IUCS) stimata su base empirica (Fig.56) e su valori di Point Load.
- **Stima dell'indice GSI** (*Geological Strength Index*) in base alle caratteristiche geologiche dell'ammasso: tale indice, introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995), può esser definito sulla base delle caratteristiche dell'ammasso (Fig. 57) o sulla base di un controllo diretto con l'indice RMR della classificazione di Bieniawski.
- **Determinazione della costante mi** (Funzione del tipo di roccia): i valori delle costanti caratteristiche della roccia (σ_{ci} e mi) vengono generalmente definiti sulla base di apposite prove di laboratorio, ma in assenza delle suddette, è possibile fare riferimento alla tabella di Fig.58, che riassume i valori della costante mi per diversi tipi di roccia.

CLASSE [*]	DESCRIZIONE	RESISTENZA A COMPRESIONE MONOASSIALE (MPa)	INDICE DI RESISTENZA (POINT LOAD) (MPa)	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA IN SITO	ESEMPI
R6	Resistenza estremamente elevata	> 250	> 10	Un campione può essere scheggiato solamente con un martello geologico	Basalto intatto, silice, selce, diabase, gneiss granito, quarzite
R5	Resistenza molto elevata	100-250	4-10	Un campione richiede molti colpi di un martello geologico per essere fratturato	Anfibolite, arenaria basalto, gabbro, gneiss, grandiorite calcare, marna riolite, tufi
R4	Resistenza elevata	50-100	2-4	Un campione richiede più di un martello geologico per essere fratturato	Calcarea, marna, fillite, arenaria, scisto, argillite
R3	Resistenza media	25-50	1-2	Non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può essere fratturato con un solo colpo mediante un martello geologico	Argillite, carbone, calcestruzzo, scisto, siltite
R2	Resistenza bassa	5-25	[**]	Con difficoltà può essere spellato con un coltellino, una intaccatura superficiale può essere procurata con un colpo inferto mediante la punta di un martello geologico	Calcarea bianco, saigemma
R1	Resistenza molto bassa	1-5	[**]	Si frantuma per effetto di alcuni colpi con la punta di un martello geologico, può essere spellato mediante un coltellino	Rocce estremamente alterate o alterate
R0	Resistenza estremamente bassa	0.25-1	[**]	Intagliato con l'unghia di un pollice	Miloniti, cataclasi

[*] In accordo a Brown E.T. Rock characterization, testing and monitoring - ISRM suggested methods, pp. 171-183. Oxford, Pergamon (1981).
 [**] La prova meccanica point load su rocce con resistenza a compressione monoassiale inferiore a 25 MPa fornisce risultati poco attendibili.

Figura 20 - Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia

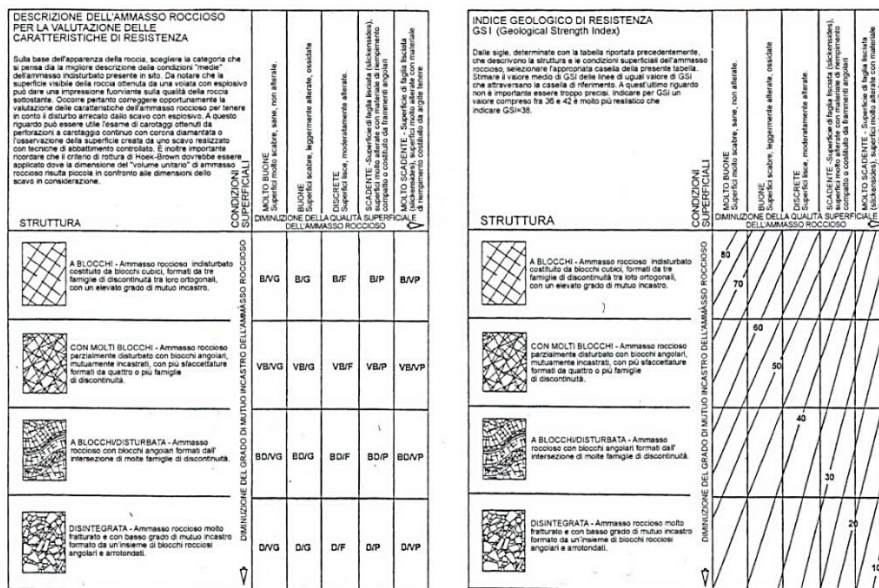


Figura 21 Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso

Sulla base di queste caratteristiche si ottengono i seguenti valori di mb , s , a :

$$mb = mi \left[\frac{(GSI-100)}{28} \right]$$

$$s = e \left[\frac{(GSI-100)}{(9-3D)} \right]$$

$$a = 0,5 \text{ (per } GSI > 25)$$

tramite i quali si stimano coesione e angolo di attrito interno secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_1 = (2c' \cos \phi' / 1 - \sin \phi') + (1 + \sin \phi' / 1 - \sin \phi') \sigma'_3$$

I valori coesione e di angolo di attrito interno ottenuti attraverso l'applicazione di tale classificazione sono in generale rispondenti alla tipologia litologica interessata.

È utile sottolineare che esistono delle correlazioni dirette fra i valori di GSI e il valore RMR del sistema di classificazione di Bieniawski

TIPO DI ROCCIA	CLASSE	GRUPPO	TESSITURA			
			GROSSOLANA	MEDIA	FINE	MOLTO FINE
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
				Grovacche (18)		
	Non clastiche	Organogene			Calcare bianco (7)	
					Carbone (8-21)	
	Carbonatiche	Breccia(20)	Calcare Sparitico (10)	Calcare Micritico 8		
	Chimiche		Gesso 16	Anidride 13		
METAMORFICHE	Non foliate		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Leggermente foliate		Migmatite (30)	Anfibolite 25-31	Miloniti (6)	
	Foliate*		Gneiss 33	Scisti 4-8	Filliti (10)	Scisti argillosi 9
IGNEE	Chiare		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Scure		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
Effusive piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)		

Questi valori sono validi per campioni di roccia intatta portati a rottura applicando il carico normale alla stratificazione o scistosità. Il valore di m, sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza

Figura 22 Valori della costante mi per diversi tipi di roccia

L'analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l'applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso ha portato alla classificazione di nr.2 **tipologie** tra le litologie che caratterizzano le formazioni presenti, due delle quali appartenenti alla **Formazione di Logulentu**, e una appartenente alla **Formazione di Osilo**.

Per il calcolo degli indici e della relativa trasformazione in parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb è stato utilizzato il software RocData vers.3.0 della Rocscience Inc.

<p>Criterio di rottura empirico</p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma_3 + s\sigma_{u(r)}^2}$ <p>σ_1 = tensione efficace principale massima σ_3 = tensione efficace principale minima $\sigma_{u(r)}$ = resistenza a compressione monoassiale m ed s: costanti empiriche</p>	COSTANTI DEL MATERIALE: m, s	<p>ROCCIE CARBONATICHE CON CLIVAGGIO CRISTALLINO BEN SVILUPPATO</p> <p>Dolomite, calcare e marmo.</p>	<p>ROCCIE ARGILLOSE LITIFICATE</p> <p>Argillite, siltite, scisti argillosi con clivaggio ben marcato.</p>	<p>ROCCIE ARENACEE CON ELEVATA CRISTALLIZZAZIONE E LIMITATO SVILUPPO DI CLIVAGGIO PER CRISTALLIZZAZIONE</p> <p>Arenarie e quarzite</p>	<p>ROCCIE CRISTALLINE IGNEE E GRANA FINE</p> <p>Andesite, diorite, diabase e riolite</p>	<p>ROCCIE IGNEE A GRANA GROSSOLANA E ROCCIE CRISTALLINE METAMORFICHE</p> <p>Amfibolite, gabbro, gneiss, norite, quarze-diorite</p>
<p>CAMPIONI DI ROCCIA INTATTA</p> <p>Campioni di laboratorio senza discontinuità (matrice rocciosa)</p> <p>Indice CSIR: RMR = 100</p> <p>Indice NGI: Q = 500</p>	<p>m</p> <p>s</p>	<p>7.00</p> <p>1.00</p>	<p>10.00</p> <p>1.00</p>	<p>15.00</p> <p>1.00</p>	<p>17.00</p> <p>1.00</p>	<p>25.00</p> <p>1.00</p>
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI OTTIMA QUALITÀ</p> <p>Ammasso roccioso indisturbato con giunti non alterati di spaziatura compresa fra 1 e 3 m</p> <p>Indice CSIR: RMR = 85</p> <p>Indice NGI: Q = 100</p>	<p>m</p> <p>s</p>	<p>2.40</p> <p>0.082</p>	<p>3.43</p> <p>0.082</p>	<p>5.14</p> <p>0.082</p>	<p>5.82</p> <p>0.082</p>	<p>8.56</p> <p>0.082</p>
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI BUONA QUALITÀ</p> <p>Roccia sana o leggermente alterata, leggermente disturbato con giunti di spaziatura compresa fra 1 e 3 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 65</p> <p>Indice NGI: Q = 10</p>	<p>m</p> <p>s</p>	<p>0.575</p> <p>0.00293</p>	<p>0.821</p> <p>0.00293</p>	<p>1.231</p> <p>0.00293</p>	<p>1.395</p> <p>0.00293</p>	<p>2.052</p> <p>0.00293</p>
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI DISCRETA QUALITÀ</p> <p>Numerose famiglie di giunti moderatamente alterati, con spaziature comprese fra 0.3 e 1 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 44</p> <p>Indice NGI: Q = 1</p>	<p>m</p> <p>s</p>	<p>0.128</p> <p>0.00009</p>	<p>0.183</p> <p>0.00009</p>	<p>0.275</p> <p>0.00009</p>	<p>0.311</p> <p>0.00009</p>	<p>0.458</p> <p>0.00009</p>
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti alterati con spaziatura compresa fra 30 e 500 mm, alcuni con riempimento. Detrito di roccia pulita compattata.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 23</p> <p>Indice NGI: Q = 0.1</p>	<p>m</p> <p>s</p>	<p>0.029</p> <p>0.000003</p>	<p>0.041</p> <p>0.000003</p>	<p>0.061</p> <p>0.000003</p>	<p>0.069</p> <p>0.000003</p>	<p>0.102</p> <p>0.000003</p>
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ MOLTO SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti molto alterati con spaziatura inferiore a 50 mm e con riempimento. Detrito di roccia con materiale fine.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 3</p> <p>Indice NGI: Q = 0.01</p>	<p>m</p> <p>s</p>	<p>0.007</p> <p>0.0000001</p>	<p>0.010</p> <p>0.0000001</p>	<p>0.015</p> <p>0.0000001</p>	<p>0.017</p> <p>0.0000001</p>	<p>0.025</p> <p>0.0000001</p>

CSIR (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization) Organizzazione Scientifica ed Industriale di Ricerca (Bieniawski 1974)
 NGI Norway Geotechnical Institute (Barton 1974)

Figura 23 Correlazione fra valori di m, s, indice RMR, ed il tipo di roccia.

Di seguito si riportano gli schemi di analisi degli ammassi rocciosi e i relativi diagrammi di Mohr -Coulomb:

Formazione di Logulentu

Standard ISRM = R4 Un campione richiede pochi colpi di martello per essere fratturato

Instabilità= scivolamenti planari e a cuneo

Ammasso roccioso= da mediamente fratturato a molto fratturato

Struttura= massiva, a blocchi

Alterazione= mediamente alterata

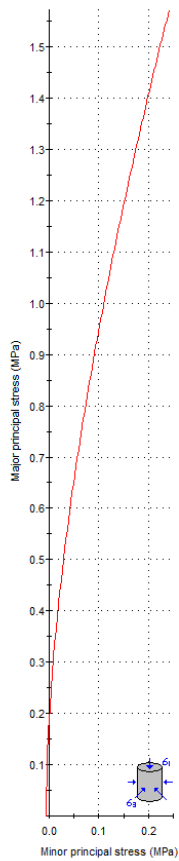
Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,1 m

Lunghezza media del giunto = >2 m

Pareti – mediamente alterate

Riempimento – sciolto, argilloso

Roccia – asciutta

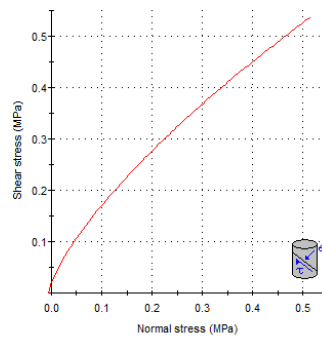


Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 138 MPa
 GSI = 25 mi = 19 Disturbance factor = 1

Hoek-Brown Criterion
 mb = 0.090 s = 3.73e-6 a = 0.531

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.075 MPa friction angle = 43.52 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.006 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.180 MPa
 global strength = 4.438 MPa
 modulus of deformation = 1185.69 MPa



Formazione di Osilo

Standard ISRM = R4 Un campione richiede pochi colpi di martello per essere fratturato

Instabilità= scivolamenti planari e a cuneo

Ammasso roccioso= da mediamente fratturato a molto fratturato

Struttura= massiva, a blocchi

Alterazione= mediamente alterata

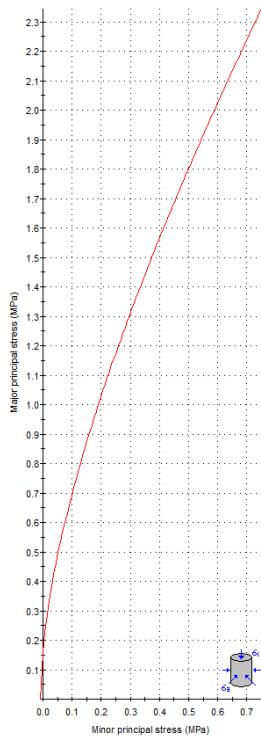
Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,2 m

Lunghezza media del giunto = >2,5m

Pareti – mediamente alterate

Riempimento – sciolto, argilloso o assente

Roccia – asciutta



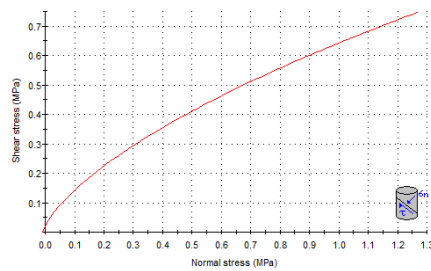
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 3 MPa
 GSI = 49 mi = 7 Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion
 mb = 1.133 s = 0.0035 a = 0.506

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.132 MPa friction angle = 27.25 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.009 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.170 MPa
 global strength = 0.433 MPa
 modulus of deformation = 1635.16 MPa



Modello geologico di sito

Sulla base di quanto emerso dai rilievi e dalle indagini in sito, nell'approccio progettuale, stante il contesto geologico si evidenziano le seguenti criticità a cui sarà necessario prestare la opportuna attenzione nella progettazione esecutiva dell'opera e nelle varie fasi di realizzazione.

L'analisi di tali fattori è funzionale alla progettazione e ha lo scopo di valutare la risposta del terreno ai nuovi carichi ed individuare azioni correttive o accorgimenti tali da limitarne gli effetti. Nello specifico:

1. Azioni sulle pareti e stabilità dei fronti. Lo scavo stesso, in quanto genera depressione, può innescare locali smottamenti in corrispondenza degli orizzonti meno competenti a causa di fenomeni di detensionamento determinati dall'asportazione del materiale durante l'escavazione, sia in relazione ai livelli meno competenti sia alle direzioni del sistema di fratturazione che può generare componenti a franapoggio. I sistemi di fratturazione presenti generano variazioni di giacitura anche nell'ordine del metro, pertanto, si ritiene importante in fase di realizzazione degli scavi di fondazione eseguire un dettagliato rilievo geostrutturale finalizzato all'esclusione di ogni possibile rischio di crollo e/o slittamento di porzioni di parete.
2. Circolazione idrica sotterranea secondaria o indotta e/o stagnazione di acque di pioggia – pur se non è stata rilevata in fase di indagine, vanno considerati gli effetti dell'eventuale presenza d'acqua alla quota di imposta delle fondazioni in relazione ad una possibile circolazione idrica indotta dai fenomeni di detensionamento dovuti agli scavi, con particolare riferimento alla stagionalità degli apporti idrici e del relativo flusso negli ambiti più superficiali. In tal caso, in fase esecutiva, sarà opportuno provvedere a mantenere lo scavo asciutto mediante l'installazione di pompe adeguatamente dimensionate per la portata da emungere.

L'analisi ha permesso di fatto di definire il modello geologico del sito ed in particolare, in relazione alle diverse condizioni geologiche e geostrutturali rilevate, è stato individuato **nr.02 modelli geologici rappresentativi** dei due domini geologici principali e descritti di seguito:

Modello Geologico 01

Sulla base dei dati ricavati dalle indagini geognostiche e dalla classificazione degli ammassi rocciosi si definiscono i parametri geotecnici rappresentativi del modello geologico che andrà confermato in sede di progettazione esecutiva con indagini più dettagliate sui singoli siti di imposta delle fondazioni. Pertanto, nell'ottica dell'individuazione di un **modello geologico rappresentativo del sito per le turbine AG02, AG03, AG04, AG09, AG11, AG12** si propone il seguente schema:

0,00 - 2,70m depositi eluvio-colluviali / roccia da addensata a fortemente addensata **(S1)**

2,70 – 10,70m substrato roccioso fratturato **(S2)**

10,70 -35,00m substrato roccioso da fratturato a sano **(S3)**

35,00m –40,00m substrato roccioso sano **(S4)**

MODELLO GEOLOGICO 01 (AG02, AG03, AG04, AG09, AG11, AG12)					
Dati Parametri Resistenza					
Tipo di Terreno		S1	S2	S3	S4
Descrizione		depositi eluvio-colluviali / roccia da addensata a fortemente addensata	substrato roccioso fratturato	substrato roccioso da fratturato a sano	substrato roccioso sano
Peso di volume**	[kg/mc]	1.800	2.000	2.350	2.450
Peso di volume saturo**	[kg/mc]	1.900	2.100	2.350	2.450
Angolo di attrito* interno	[°]	43.52	45.63	47.23	49.54
Coesione*	[Mpa]	0.075	0,524	1,072	1,254
Modulo elastico **	[Mpa]	276	608	1493	12173
Coefficiente di Poisson**	[]	0,33	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)**	[Mpa]	853	1893	3727	18260
Velocità onde di taglio Vs**	[m/sec]	690	950	1260	2730

*Valori ricavati da interpolazioni empiriche su ROCDATA da confermare con indagini dirette e puntuali

** Valori ricavati da dati derivati dalle indagini geofisiche da confermare con indagini dirette e puntuali

Modello Geologico 02

Sulla base dei dati ricavati dalle indagini geognostiche e dalla classificazione degli ammassi rocciosi si definiscono i parametri geotecnici rappresentativi del modello geologico che andrà confermato in sede di progettazione esecutiva con indagini più dettagliate sui singoli siti di imposta delle fondazioni. Pertanto, nell'ottica dell'individuazione di un **modello geologico rappresentativo del sito per le turbine AG05, AG06, AG07, AG08, AG10** si propone il seguente schema:

0,00 - 2,70m depositi eluvio-colluviali / terre moderatamente addensate (**S1**)

2,70 – 10,50m terre da addensate a molto addensate (**S2**)

10,50 -33,10m substrato roccioso da fratturato a sano (**S3**)

33,10m –40,00m substrato roccioso sano (**S4**)

MODELLO GEOLOGICO 02 (AG05, AG06, AG07, AG08, AG10)					
Dati Parametri Resistenza					
Tipo di Terreno		S1	S2	S3	S4
Descrizione		depositi eluvio-colluviali / terre moderatamente addensate	terre da addensate a molto addensate	substrato roccioso da fratturato a sano	substrato roccioso sano
Peso di volume**	[kg/mc]	1.800	2.000	2.350	2.450
Peso di volume saturo**	[kg/mc]	1.900	2.100	2.350	2.450
Angolo di attrito* interno	[°]	27,25	29,54	40,45	46,74
Coesione*	[Mpa]	0.132	0,250	1,034	1,120
Modulo elastico **	[Mpa]	28	65	616	6021
Coefficiente di Poisson**	[]	0,33	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)**	[Mpa]	88	206	1540	9032
Velocità onde di taglio Vs**	[m/sec]	220	310	810	1920

*Valori ricavati da interpolazioni empiriche su ROCDATA da confermare con indagini dirette e puntuali

** Valori ricavati da dati derivati dalle indagini geofisiche da confermare con indagini dirette e puntuali

9. Azioni e resistenze nelle verifiche agli stati limite

La nuova normativa sulle costruzioni prevede i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ϕ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Nel caso specifico di fondazioni superficiali come quella in progetto [6.4.2] "si considerano azioni sull'opera di fondazione quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio. Per quanto concerne i sovraccarichi si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$. Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Nello specifico, la normativa evidenzia anche che ...[6.2.4] nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

1. devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
2. si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
3. devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
4. deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

10. VERIFICHE di sicurezza (§c6.4.2)

Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§C6.4.2.1)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO)
2. collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
3. collasso per scorrimento sul piano di posa
4. stabilità globale
5. SLU di tipo strutturale (STR)

6. raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel caso in esame le verifiche dovranno essere condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Verifiche di esercizio (SLE) (§C6.4.2.2)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei già menzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Si fa notare come la scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi" in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. E' quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.

Condizioni di carico delle fondazioni degli aerogeneratori

Nella fase di predimensionamento si utilizzano i carichi sulle fondazioni calcolati in accordo alla norma IEC 61400-1 Ed.4 e definiti per un aerogeneratore di riferimento; in questo caso verranno adottati i carichi di progetto dichiarati per il modello EnVentus EV150-6.0 MW-H125 prodotto dalla società Vestas Wind Systems A/S.

Si riportano qui di seguito i valori contenuti nel documento ufficiale [0121-6940] VER 00; si rimanda alla fase di progettazione esecutiva il dimensionamento sui dati relativi al fornitore scelto.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	14Ecdvraa00(fam97)	1.35	Abs	152100	1686	1280	-6866	[3]
Mzt	98NTMHC2400(fam482)	1.35	Abs	13409	-16178	98.96	-6580	[1]
FndFr	23NTMHCvra00(fam227)	1.35	Abs	127600	3600	1367	-6941	[3]
Fzt	1316etm00(fam89)	1.37	Abs	77679	3053	670.5	-7017	[1]

Table 2-1 Characteristic Extreme (excl. PLF). Load cases sorted with PLF.

I carichi forniti da Vestas come "Extreme loads" sono i carichi statici massimi per la specifica turbina eolica calcolati per qualsiasi condizione.

Includono il comportamento dinamico della struttura e corrispondono al caso più sfavorevole alla base dell'aerogeneratore tra i diversi casi di carico, secondo la norma IEC 61400-1.

Pertanto, i carichi forniti da Vestas come "Extreme loads" sono i carichi di progetto della fondazione e non devono essere divisi o combinati con altri carichi.

Modelli geotecnici di riferimento per le verifiche

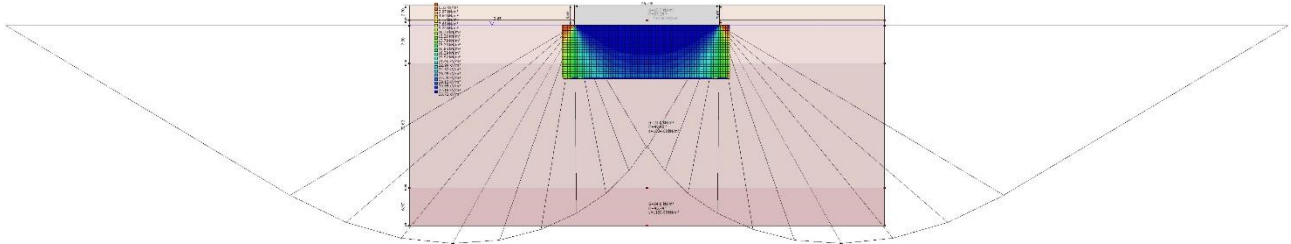
Le verifiche sono state eseguite sul modello geotecnico 02 maggiormente cautelativo e rappresentativo. Il piano di appoggio del basamento di fondazione è stato ipotizzato sullo Strato n. 02, terre da addensate a molto addensate (**S2**), a quota pari a circa 3,65 m da piano campagna, considerando che gli strati superficiali saranno rimossi dalle attività di scavo; si rimanda alle successive fasi della progettazione la valutazione dei dati geotecnici puntuali per ogni singola piazzola di installazione.

È stato utilizzato il software Loadcap 2023 della GEOSTRU. La fondazione è stata schematizzata come una piastra circolare dello spessore pari all'altezza delle due fondazioni proposte, in quanto il programma non permette l'inserimento di plinto circolare a sezione tronco-conica, con un leggero surplus di carico dovuto al differente peso tra c.a. e terreno di riporto.

La fondazione proposta risulta verificata.

Si riporta di seguito la sintesi delle analisi effettuate e si rimanda all'Allegato 1 - Relazione di calcolo allegata alla presente per le specifiche di ogni caso analizzato.

La scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi", in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore, potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. E' quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.



DATI GENERALI

=====

Normativa	NTC_2018
Zona	NULVI
Lat./ Long. [WGS84]	40.789249420166/8.74297142028809
Diametro della fondazione	26.0 m
Profondità piano di posa	3.65 m
Profondità falda	3.65
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m
Correzione parametri	

=====

SISMA

=====

Accelerazione massima (amax/g)	0.05
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.01

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307

S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.3984	0.2	0.0081	0.0041
S.L.D.	0.4912	0.2	0.01	0.005
S.L.V.	0.9392	0.2	0.0192	0.0096
S.L.C.	1.1088	0.2	0.0226	0.0113

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesion e [kN/m ²]	Coesion e non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edomet rico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid azione seconda ria	Descrizi one
2.7	17.65	18.63	27.25	132.0	0.0	28000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	S1
7.8	19.61	20.59	28.54	250.0	0.0	65000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	S2
22.6	23.04	23.04	40.45	1034.0	0.0	204000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S3
6.9	24.03	24.03	46.74	1120.0	0.0	310000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S4

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+R2	100.00	24767.00	152100.00	16178.00	-7017.00	1367.00	Progetto
2	Sisma	100.00	24767.00	152100.00	16178.00	-7017.00	1367.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	24767.00	152100.00	16178.00	-7017.00	1367.00	Servizio
4	A(1)+M(2)+ R(2)	100.00	24767.00	152100.00	16178.00	-7017.00	1367.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	254.14 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	141.19 kN/m ²
Tensione [Ed]	100.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.54
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	10165.75 kN/m ³
---------------------	----------------------------

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	178.5714 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	831.68 kN/m ²
Resistenza di progetto	462.04 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	7.0
Distanza	7.63 m
Angolo	253.51 °
Cedimento totale	0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4.8	0	0	Schmertman	0	--	0
3	8.05	0	0	Schmertman	0	--	0

				n			
4	20	0	0	Schmertman	0	--	0
				n			

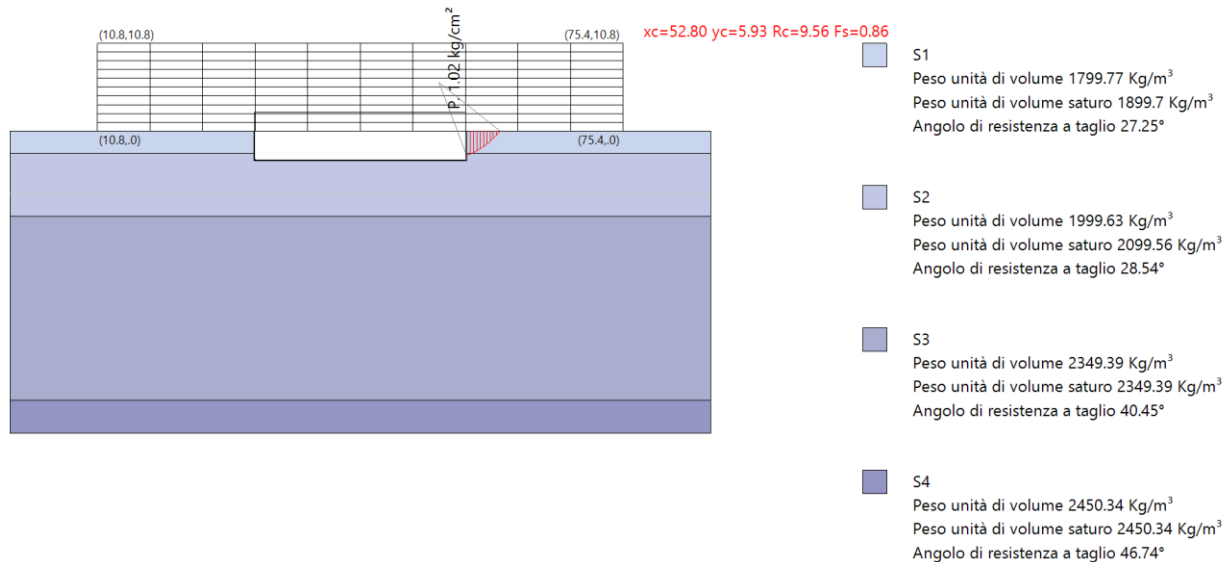
CEDIMENTI ELASTICI

```

=====
Pressione normale di progetto          92.0 kN/m2
Spessore strato                        6.0 m
Profondità substrato roccioso        10.0 m
Modulo Elastico                       203500.0 kN/m2
Coefficiente di Poisson                0.3
=====
Coefficiente di influenza I1           0.04
Coefficiente di influenza I2           0.07
Coefficiente di influenza Is           0.09
=====
Cedimento al centro della fondazione   0.46 mm
=====
Coefficiente di influenza I1           0.01
Coefficiente di influenza I2           0.05
Coefficiente di influenza Is           0.04
Cedimento al bordo                     0.1 mm
=====
    
```

Fronti di scavo (§C6.8.6)

È stata eseguita una verifica di stabilità dei fronti di scavo della fondazione in ordine all'altezza di scavo prevista e alla tipologia di materiale attraversato considerando il modello geotecnico 02 e annullando la coesione e simulando in questo modo gli effetti dello scavo ipotizzando altresì il terreno totalmente saturo.



In generale si hanno da localmente medie proprietà di autosostegno. Dato il grado di fratturazione presenti alle profondità investigate non si escludono fenomeni di detensionamento in fase di scavo con il possibile innesco di fenomeni gravitativi localizzati.

In fase esecutiva sarà opportuno verificare con indagini dirette le caratteristiche proprie dei terreni e valutare quindi l'opportunità di realizzare pareti di scavo inclinate e/o gradonate.